

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2019

Faculté : Sciences de l'Ingéniorat
Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Thème :

**INTITULE DU MEMOIRE : «Etude d'un bâtiment à usage
D'habitation (R+10) à contreventement mixte en béton armé »**

Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure
Présenté par :

**IBRAHIM MOUSSA ABOUGRENE
AHMIM DJALLEL EDDINE**

DIRECTEUR DEMEMOIRE :HAMMOUDA ABDEL AZIZ MCA UBM ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :H.CHAUCHE A/MADJID

EXAMINATEURS : SELOUGHA MOKHTAR

Juillet 2019

Remerciements

Ce modeste travail est le résultat de plusieurs années, d'étude pour cela nos premiers remerciements sont adressés au Bon Dieu « le tout puissant, le maître de l'univers », nous à donner la santé, la force, la patience, le courage, la chance, la sagesse ainsi que pleines d'autres choses parmi lesquelles la réussite de notre formation.

Aussi nos chaleureux remerciements sont adressés à notre encadreur

Dr HAMMOUDA A.

Qui a bien voulu nous encadrer de la meilleure façon que possible en mettant à notre disposition son temps et sa disponibilité qui sont les plus chers.

Nous n'oublierons jamais ses conseils, ces encouragements, le bon sens de comportement qu'il nous a donné. C'est un cadeau indélébile.

En fin nous remercions tous les enseignants de notre chère université qui d'une manière ou d'une autre ont concouru dans le long chemin de notre réussite.

Nous leur dirons merci infiniment pour le savoir qu'ils nous ont inculqué.

Merci à tous ceux qui nous ont aidés de loin ou de près. Nous en sommes très reconnaissants.

Merci beaucoup.

-IBRAHIM MOUSSA ABOUGRENE

-AHMIM DJALLEL EDDINE

SOMMAIRE :

Pages :

- Chapitre 1 : introduction du projet1-2
- Chapitre 2 : caractéristique des matériaux3- 9
- Chapitre 3 : pré-dimensionnement des éléments10-14
- Chapitre 4 : évaluation et descente des charges15-27
- Chapitre 5 : étude des planchers.....28-62
- Chapitre 6 : étude des éléments secondaire63-96
- Chapitre 7 : étude sismique97-109
- Chapitre 8 : étude des portiques110-134
- Chapitre 9 : étude de l'infrastructure135-147
- Conclusion :.....148
- Bibliographie :149

Présentation de l'ouvrage :

1.1 Introduction :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé de 11 niveaux (R+10). Le système de contreventement est assuré par des voiles en béton armé et portiques auto stables.

Ce bâtiment est constitué de :

- RDC à usage commercial :
- les autres du 1^{er} au 10^e sont destinés à l'usage d'habitation.
- Chaque niveau d'habitation contient 4F3.

D'autre part la construction de bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2 et le projet est réalisé dans la willaya d'Annaba, située en zone II a (zone de moyenne sismicité) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003).

1.2Caractéristiques géométriques :

Les dimensions en plan sont :

- RDC :
- Sens longitudinal : 26.8m
- Sens transversal : 18.6m
- Hauteur de RDC : 3.91m
- Hauteur des autres étages : 3.06m
- Hauteur total : 34.51m

Données du site :

- Annaba zone de moyenne sismicité (zone II a) ;
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ;
- Site considéré comme ferme (S2) ;
- Contrainte admissible du sol =2bars.

1.3Conception structurale :

a) Système porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on propose pour son contreventement les différentes variantes :

- contreventement par des voiles en béton armé.
- portique (poteau –poutre).

b) Les planchers :

Dans notre projet il y'a deux types de plancher :

- ✓ Des dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.
- ✓ Des planchers en corps creux, reposant sur les poutrelles.

c) Escalier et les ascenseurs :

L'accès aux étages supérieur s'effectué par :

- Escaliers à paillasse tournantes et escaliers à paillasse orthogonales.
- un seul ascenseur pour les habitants.

d) Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs double parois, une paroi externe de 15cm d'épaisseur et d'une paroi interne de 10cm d'épaisseur ; les deux parois étant séparées par un vide de 5cm d'épaisseurs, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

Le revêtement est constitué par :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour la salle d'eau.

I-Caractéristique des matériaux :

Dans un ouvrage en génie civil le matériau essentiel, utilisé pour la construction des ouvrages est le béton armé constitué de béton et d'acier.

I-1 définitions :

A/Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenu grâce au durcissement d'un mélange de liant, d'eau, et des granulats gros et fins (sable et pierre concassé ou gravier). C'est un matériau hétérogène qui se compose de deux parties :

- partie inerte ; granulats
- partie active (pâte durci) : ciment et l'eau

Le béton présente une bonne résistance à la compression, par contre il ne présente pas une bonne résistance à la traction ou cisaillement. Tandis que l'acier lui résiste bien à la traction.

A-1-Composition des matériaux :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350kg/m^3 de ciment de résistance 25Mpa de composition courante.

Pour 1 m^3 de béton est composé de :

- Gravier : 800 litres 5/25mm
- Sable : 400 litres de 0/5mm
- Eau : 175 litres de 0/5mm

❖ Ciment :

Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudre fine qui, ajoutés de l'eau, forment une pâte capable par hydratation de faire prise et durcir en un temps plus ou moins long. Le durcissement à lieu aussi bien à l'air que sous eau.

✓ Classification selon leur composition :

Les ciments sont classés en fonction de leur composition en 5 types principaux :

-CPA (ciment portland artificiel) : contient 97% de clinker et un filler permettant le comportement.

-CPJ (ciment portland composé) : contient 65% de clinker, le reste cendre, filler, laitier pouzzolane.

-CLC (le ciment au laitier et à la cendre) : ce ciment contient entre 25 à 66% de clinker, 20 à 45% de cendre foulante et à 20 à 45% de laitier avec un filler dans les limites de 3%.

Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

-CHF (ciment de haut fourneau) : contient de 40 à 75% de laitier, le reste des constituants étant le clinker avec un filler dans les limites de 3%.

-CLK (ciment de laitier ou clinker) : ce ciment contient plus de 80% de laitier, le reste de constituant étant le clinker et filler dans les limites de 3%.

Actuellement les classes du ciment noté : CEM 1, CEM 2, CEM3, CEM4, CEM5

❖ Les granulats :

C'est l'élément qui constitue le squelette du béton et occupe environ les 70% à 75% du volume. Les agrégats sont d'une roche de différentes grosseurs : sable (0-5) mm et gravier (5-25) mm pour un béton ordinaire.

❖ -Eau :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton. Une insuffisance comme un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance, essentiellement due à la porosité. Un rapport eau ciment compris entre 0.4 et 0.6 est très convenable.

I-2-Caractéristique du béton :

➤ Caractéristique physique du béton :

✓ Masse volumique :

Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité du béton, elle est généralement considéré égale à 2.5t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton : $\rho=2500\text{kg/m}^3$

✓ Coefficient de dilatation :

Comme tout matériau, le béton réagit à la température. L'effet de celle-ci est très important surtout dans la construction hyperstatique ou des dégâts considérables peuvent surgir. Il est donc nécessaire d'en tenir compte. La variation de température à considérer est de (-40 à +30)°C. Le coefficient de dilatation thermique du béton varie entre $(0.7/1.2)*10^{-5}$.

➤ Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou court durée d'application.

-module de déformation instantanée à l'âge de J jours :

$$E_{ij}=11000 (f_{cj})^{1/3} = 32164.195\text{Mpa} \quad (\text{A.2.1.2.1,P7,CBA.93})$$

➤ Module de déformation différée à l'âge de J jours :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3} = 10818.865\text{Mpa} \quad (\text{A.2.1.2.2,P7,CBA.93})$$

Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

✓ **Coefficient de poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs le coefficient de poisson est égal à :

$\nu = 0$: Béton fissuré à ELU et à ELS.

➤ **Caractéristique mécanique :**

✓ **Résistance mécanique à la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (CBA93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours notée f_{c28} (exprimée en MPa). La résistance caractéristique à la compression notée f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$f_{cj} = j/4.76 + 0.83j * f_{c28}$; pour : $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$f_{cj} = j/1.4 + 0.95j * f_{c28}$; pour : $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ pour : $j \geq 60$ jours.

On prévoit une résistance du béton de 25 MPa

✓ **Résistance mécanique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation suivante ;

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ (MPa).

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$, $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

I-3 Les contraintes limites :

En se référant au règlement du BAEL.91 on distingue deux états limites.

I-3-1 Etat limite ultime « ELU » :

La contrainte admissible ultime du béton en compression est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b$

γ_b : coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles

le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir de l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

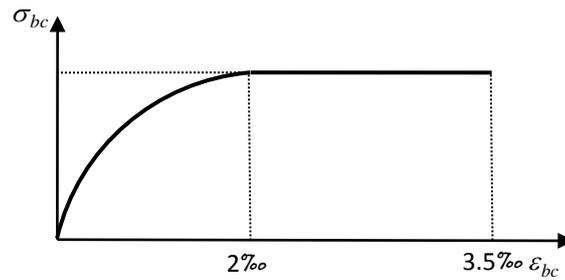


Diagramme contrainte-déformation : ELU

I-3-2 Etat limite de service « ELS » :

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

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} ; f_{cj} = f_{c28}$$

$$E_b = E_s / 15$$

I-4 Aciers : (CBA93-art. A.6.1.2.5.3, P63)

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

-les ronds lisses de nuance FeE225 pour les armatures transversales.

-les barres hautes adhérences de nuances Fe E 400 pour les armatures longitudinales et transversales.

-les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux. Le diagramme « contraintes déformations » utilisé est schématisé ci-après (CBA93-art, A.2.2.2,P9)

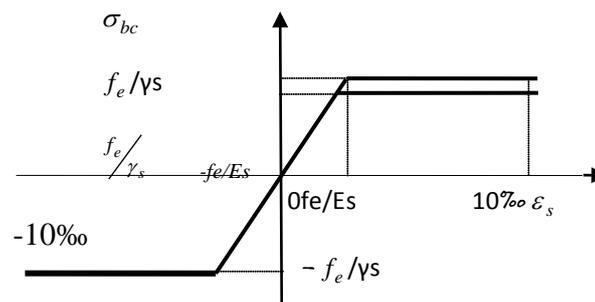
f_e : désigne la limite

Elastique variant avec

Les différents types d'acier :

ϵ_s : l'allongement limite(‰)

$$\gamma_s = 1.15$$



Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Etat limite service ELS :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s(\text{MPa}) = \min\{2/3 \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}\}$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s(\text{MPa}) = \min\{0.5 \cdot f_e ; 90\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}\}$

Le diagramme contraintes déformations défini-ci-dessous est par rapport à l'origine des coordonnées.

ϵ_s : allongement relatif de l'acier, limite à 10‰ ;

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200000MPa

f_e : Limite d'élasticité garantie ;

Le diagramme contrainte déformation de calcul se déduit en effectuant : une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $1/\gamma_s$.

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à $\gamma_s=1.5$.

Diagramme de déformation d'une section en béton armé :

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (figure ci-après). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots décrite dans le code CBA93(art. A.4.3.3, P22).

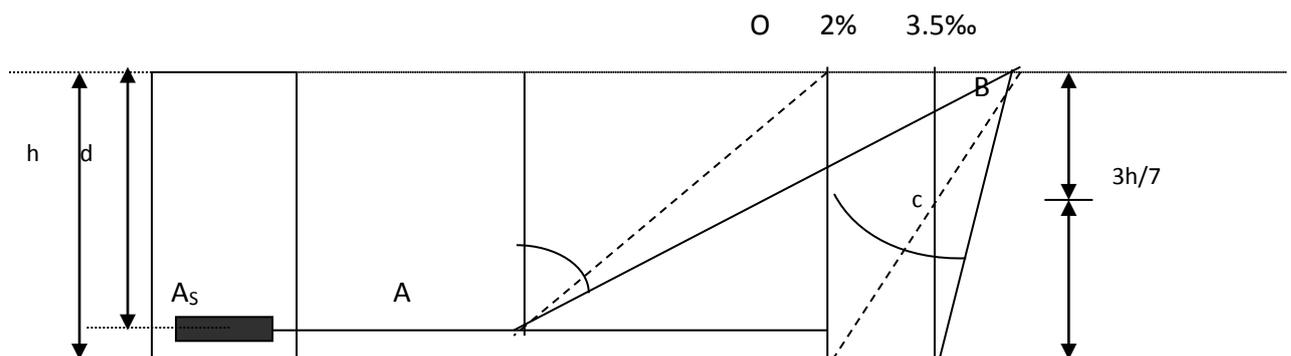


Fig 1 : Règle de trois pivots

• **Pivot A région 1 :**

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon = 10 \cdot 10^{-3}$; pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

- **Pivot B région 2 :**

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon=3,5.10^{-3}$;
Pièce soumise à la flexion simple ou composée.

- **Pivot C région 3 :**

- Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée :
 $\varepsilon_{bc}= 2.10^{-3}$;
Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

➤ **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à l'ELU est défini par : $\tau_{\mu} = v_{\mu}/b*d$ (MPa)

La contrainte admissible de cisaillement à l'ELU est fixée par :

- fissuration peu préjudiciable : $\tau_{\mu} = \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa}\}$.
- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_{\mu} = \min \{0.15f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa}\}$.

➤ **Caractéristique du sol de fondation :**

A la lumière de l'étude géotechnique on peut clôturer que le site de notre projet se caractérise par une stabilité parfaite et offre une bonne capacité portante pour tous les types d'ouvrages projetés.

Pour ce type de sol :

- une fondation superficielle de type (semelle filante, semelle isolé ou radier).
- une contrainte de sol admissible égal à 2bars.
- une profondeur d'ancrage de 2.50m à compter de la surface du sol.

✓ **Hypothèse de calculs : (A.4, P55, BAEL91) :**

On distingue deux types d'états limites pour le dimensionnement (armature et béton) :

✓ **Etats-limites ultimes (ELU) :**

C'est l'état au-delà duquel l'ouvrage se rompt : (de résistance et de stabilité de forme).

✓ **Etat-limite de service (ELS) :**

C'est un état dont le dépassement, l'ouvrage cesse de servir convenablement. Il est atteint par :

- Compression du béton ;
- Ouverture des fissures ;
- Déformation.

Les calculs seront effectués conformément au code et règlements en vigueur.

Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

- Le code du béton armé algérien CBA93 [DTR-BC.2-41] pour les dimensionnements des pièces aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS)
- règles parasismiques algérienne RPA99 « version 2003 » pour les justifications des calculs vis-à-vis du séisme.
- Les règles BAEL 91 ;
- Le document technique réglementaire [D.T.R.B.C.2.2] pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Pré-dimensionnement :

II.1.1 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 version **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.1.2. Pré dimensionnement des 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 pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{array} \right.$$

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 longueur de la plus grande portée entre deux appuis.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre

➤ **Les poutres principales (longitudinales) :**

L max=465cm ; selon le BAEL :

$$465/15 \leq h \leq 465/10 \Rightarrow 31 \leq h \leq 46.5 \Rightarrow h=50cm$$

$$\text{Et } 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.5 \times 50 \Rightarrow 15 \leq b \leq 25 \Rightarrow b=30cm$$

On adopte après calcul les valeurs données :

$$h= 50cm \text{ et } b=30cm \text{ on adopte : } bh(30 \times 50)$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

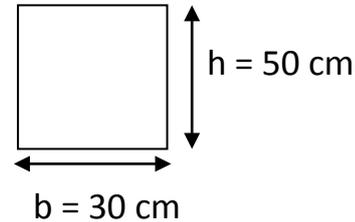
D’après le RPA99 version 2003, la condition suivant doit vérifier.

Zone sismique IIa :

1- $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20cm$ condition vérifiée.

- 2- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- 3- $h/b \leq 4\text{cm} \Rightarrow 1.66\text{cm} < 4\text{cm}$ Condition vérifiée.

Donc on adopte : $b \times h$ (30*50) cm². PP



✓ **poutres transversales :**

les poutres secondaires (transversales) : d'après BAEL 91

$$L_{\max} = 423\text{cm} \Rightarrow L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$$

$$\Rightarrow 423/15 \leq h \leq 423/10 \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \quad h = 40\text{cm}$$

$$\text{Et } 0.3h \leq b \leq 0.5h \quad 12 \leq b \leq 20 \quad b = 30\text{cm}$$

On adopte après calcul les valeurs données :

$$h = 40\text{cm} \text{ et } b = 30\text{cm} \text{ on adopte : } bh(30*40)$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

D'après le RPA99 version 2003, la condition suivant doit vérifier.

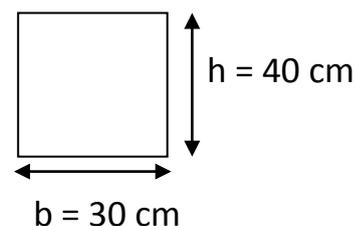
Zone sismique IIa :

$$1-b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2-h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3-h/b \leq 4\text{cm} \Rightarrow 1.66\text{cm} < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc on adopte : $bh(30*40)\text{cm}^2$. PT



➤ **Pré dimensionnement des poteaux :**

D'après le BAEL 91, on vérifie la condition de flambement :

$$-L_f/b \leq 14.4 ;$$

$$-b/4 \leq h \leq 4xb ;$$

L_f : hauteur de flambement : $L_f = 0.7 \times L_o$ avec $L_o =$ (hauteur de l'étage – hauteur de la poutre).

b : la plus petite dimension de la section de la poutre.

$$L_0 = 391 - 50 = 341 \text{ cm} \Rightarrow L_f = 238 \text{ cm}$$

$$b \geq L_f / 14.4 \Rightarrow b \geq 16.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 238 / 30 \leq 14.4 \Rightarrow 7.99 \leq 14.4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{D'où } 7.5 \leq h \leq 120 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

Donc on adopte le choix de l'architecte (50x50cm)

-Selon le RPA99/version2003

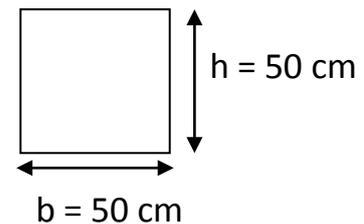
Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivant :

$$1 - \text{Min}(b \times h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2 - 1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$3 - \text{Min}(b \times h) \geq h/2 \Rightarrow 50 \text{ cm} \geq 391/20 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc on adopte (50x50)cm² pour RDC et les autres étages.

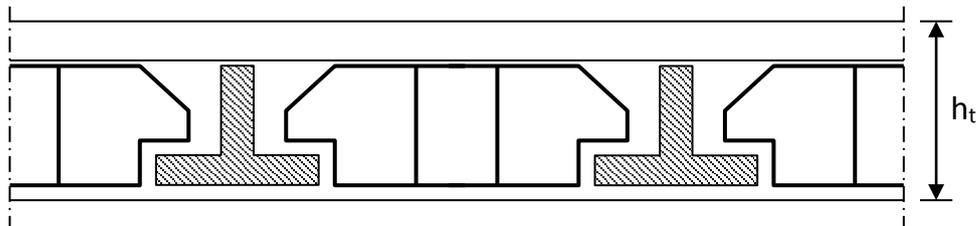


II -2 Pré dimensionnement des planchers :

➤ **Plancher à corps creux (étage courant) :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. On adopte des planchers à corps creux.

■ *Planchers à corps creux :*



➤ **Plancher à corps creux :**

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles (h); et les conditions d'utilisation de résistance, on déduira donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

1/Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 15 \text{ cm}$ pour un coup de feu de quatre heures.

On admet : $e = 16 \text{ cm}$.

2/ Isolation phonique :

Selon les règles, l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite notre épaisseur à $e = 16 \text{ cm}$

3/Résistance à la flexion :

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera la formule suivante : $h \geq L/22.5$.

L : est la plus grande portée des poutrelles mesurée entre nus des appuis dans le sens des nervures.

On a : $L=423\text{cm}$ et $h \geq 423/22.5$; $h \geq 18.8\text{cm}$. Donc on adopte une épaisseur de : $h=20\text{cm}$ tel que $h_t = d + e$.

Avec : d =épaisseur du corps creux.

e : épaisseur de la dalle de compression.

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher **(16+4) cm**

$\Rightarrow h_t = 20\text{cm}$

Pour la largeur de la nervure on a : $b=65\text{cm}$ l'entre-axe.

On a : $0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.4 h_t$ donc : $6 \leq b_0 \leq 8$. On choisit **$b_0=12\text{cm}$** pour la sécurité.

La table de compression à prendre en compte est choisie en respectant la condition suivante :

$$1-b_1 = \min (h/2; L/10) = \min (b-b_0/2; L/10) = \min \{ (65-12/2); (423/10) \};$$

$$2-b_1 = \min (26.5; 42.3) \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}. \text{ Donc : } b=2b_1+b_0= 53+12 \Rightarrow \mathbf{b=65\text{cm}}.$$

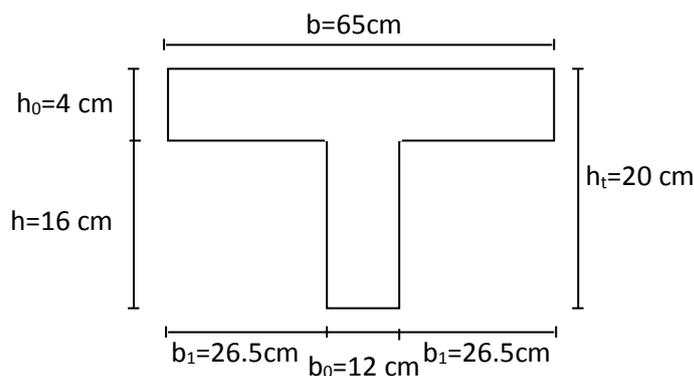


Figure : Dimension de la poutrelle.

II-3 Pré-dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant les formules suivantes :

$$L/15 \leq e \leq L/10$$

Avec L = longueur du balcon.

$$L/15 \leq e \leq L/10 \Rightarrow 139/15 \leq e \leq 139/10 \Rightarrow 9.26 \leq e \leq 13.9$$

Donc on prend un balcon d'épaisseur $e=15\text{cm}$

II-4 Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des voiles est justifié par RPA 99 version 2003 les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autre) qu'ils transmettent aux fondations.

*Les charges verticales : charges permanentes et surcharges ;

*Les actions horizontales : effets du séisme et ou du vent ;

*Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins lorsque : d'après le RPA art 7.7.1, ils sont considérés comme des voiles, les éléments satisfaisants la condition : $L \geq 4a$; dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : la longueur du voile et e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$e \geq h_e / 20 \quad / \quad h_e = 306\text{cm}$$

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \\ e \geq 15\text{cm} \end{cases}$$

Avec h_e la hauteur libre d'étage donc on adopte **$e=20\text{ cm}$** pour tous les refends.

II-5 Pré-dimensionnement de l'acrotère :

On adopte les dimensions données par l'architecte :

$$H=60\text{cm} \quad \text{et} \quad e=10\text{cm}$$

II-6 Pré-dimensionnement de l'escalier :

➤ Escaliers des étages courants :

On suppose que la hauteur de la contre marche $h=17\text{cm}$

-Comme la hauteur d'étage est 3.06 m donc la hauteur de la volée est :

$$H = 3.06/2 = 1.53\text{m}.$$

-Le nombre de contre marche sera : $n=H/h = 153/17=9$ contre marche.

-D'après la relation de Blondel : $59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$.

$$\text{Soit : } g+2h \leq 66 \Rightarrow g \leq 66-2h \Rightarrow g \leq 66-2(17) \Rightarrow g \leq 32\text{cm}.$$

-On prend : $g=30\text{cm}$ avec : $g+2h=64\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66\text{cm}$.

La relation de Blondel est vérifiée.

Evaluation et descente des charges :

I-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.

Cette étape du projet présente des avantages suivants :

- le calcul rapide de l'effort normal (N) ;
- vérification des sections admises préalablement pour les poteaux et longrines ;
- avoir une idée préalable sur le type de fondation qu'on peut choisir en fonction de la contrainte admissible du sol ;
- pour établir un devis (quantitatif) servant de base pour le devis (estimatif).

II-Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général composé de :

Les charges permanentes qui présentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

1-Les charges permanentes(G) :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le DTR.

2-Les charges d'exploitation (Q):

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

III- 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.

1. Plancher terrasse accessible :

. Charge permanente et charge d'exploitation

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (Kgf /m ³)	Poids (Kgf/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Etanchéité multi couche	2	600	12
3-Mortier de pose	2	2000	40
4-lit de sable	2	1800	36
5-Plancher à corps creux	16+4	-	280
6-Enduit de plâtre	2	1000	20

G =	432	(KGF/m ²)
Q =	150	(KGF/m ²)

2- Plancher étage courant (corps creux):

. Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (Kgf/m ³)	Poids (Kgf/m ²)
1-Carrelage	2	2000	40
2-Mortier de pose	2	2000	40
3- Couche de sable	3	1800	54
4- Plancher à corps creux	16+4	-	280
5- Enduit de plâtre	2	1000	20
6-Cloison	10	1000	100

G =	534	(Kgf/m ²)
Q =	150	(Kgf/m ²)

3-Balcon d'étage courant (e=15cm):

. Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (Kg f/m ³)	Poids (Kgf/m ²)
1-Carrelage	2	2000	40
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Sable fin	3	1800	54
4-Dalle pleine en BA	12	2500	300
5-Enduit de plâtre	2	1000	20

G =	454	(Kgf/m ²)
Q =	350	(Kgf/m ²)

4- Murs extérieurs en maçonnerie (e=30cm) :

La maçonnerie utilisée est en brique creuses (double cloison) de type (15+10)cm avec 5cm de vide entre les briques.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (Kgf/m ³)	Poids (Kgf/m ²)
1-Enduit de ciment	2	1800	36
2-Brique creux	15	-	130
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	90
5-Enduit de plâtre	2	1000	20

G =	276	(Kgf/m ²)
-----	-----	-----------------------

5) Acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire sur le plancher terrasse destiné essentiellement à protéger les personnes contre la chute et servant aussi à un relevé d'étanchéité.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse; la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le poids propre de l'acrotère $G = \rho * S$

ρ : Le poids volumique du béton = 2500 kg/m³

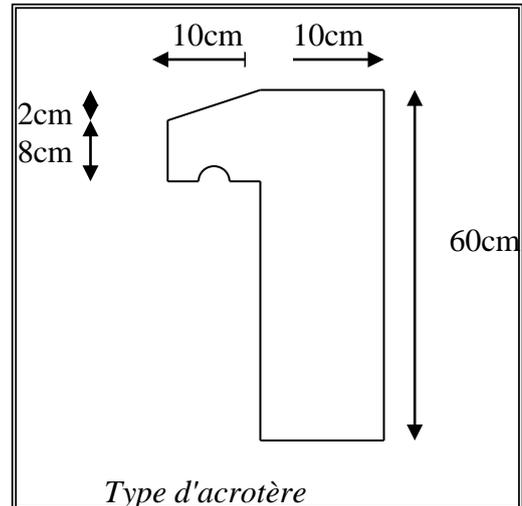
S : la surface transversale total de l'acrotère

$$S = (0.08 + 0.1/2) * 0.1 + (0.15 * 0.6) = 0.099 \text{ m}^2$$

$$G = (0.099 * 2500) = 247.5 \text{ kgf/ml}$$

$$G = 247.5 \text{ kgf/ml}$$

Q = 100 kgf/ml : Q : (surcharge d'exploitation).



6-Voile(e=20cm) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (Kgf /m ³)	Poids (Kgf/m ²)
1-Voile en béton	20	2500	500
2-Enduit en ciment	2	1800	36
3-Enduit en plâtre	2	1000	20

$$G = 596 \text{ kgf/m}^2$$

7-Les escaliers :

a-Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (Kgf /m ³)	Poids (Kgf/m ²)
1-Carrelage	2	2000	40
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Sable fin	3	1800	54
4-Dalle pleine en BA	15	2500	375
5-Enduit de plâtre	2	1000	20

G =	529	(Kgf/m ²)
Q =	250	(Kgf/m ²)

b-Volée (paillasse) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (Kgf /m ³)	Poids (Kgf/m ²)
1-Carrelage	2	2000	40
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-poids des marches	0.17/2	2500	212.5
4-Dalle pleine incliné	15/cos30°	2500	431.03
5-Enduit de ciment	0.01cos30°	1800	20.7

G =	800.53	(Kgf/m ²)
Q =	250	(Kgf/m ²)

8-Les poteaux :

Poteaux (50x50) cm : $0.5 \times 0.5 \times 2500 = 625\text{kg/ m}^2$

9-Les poutres :

b-Poutres principales :

PP (30x50)cm : $0.3 \times 0.5 \times 2500 = 375\text{kg/ m}^2$

b/Poutres secondaires :

-PS (30 x 40) cm = $0.3 \times 0.4 \times 2500 = 300\text{kg/ m}^2$

Elements	Poids (G) (kgf/ m ²)	Poids (Q) (Kgf/ m ²)
Plancher terrasse accessible	432	150
Plancher etage courant	534	150
Accrotère	247,5	100
Murs extérieurs	381	
Poutre principale (30x50) cm	375	
Pouter secondaire (30x40) cm	300	
Poteau (50x50) cm	625	
Voile (e=20cm)	556	
Escalier - palier	529	250
-paillasse	800,53	250
Balcon	454	350

✓ **Descente des charges : Poteau de rive.**

A) Etapas de calcul :

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait la vérification par rapport à RPA 2003.

B) Evaluation des charges :

B₁) poteau dérive (C-4):

a) L'acrotère: $g=2.475\text{Kgf/ml}$

$L=4.575\text{ m}$

$$G=g \times L \Rightarrow G=1.837 \times 4.575$$

$$\Rightarrow G=8.404\text{ KN}$$

b) Plancher terrasse :

$$g_1=0.432\text{Tf/m}^2 \quad q_1=0.150\text{Tf/ m}^2$$

$$g_2=0.454\text{Tf/m}^2 \quad q_2=0.350\text{Tf/ m}^2$$

$$S_1=1.0355 \times 2.325=2.407\text{ m}^2$$

$$S_2=1.35 \times 2.325=3.139\text{ m}^2$$

$$S_3=1.35 \times 1.625=2.194\text{ m}^2$$

$$G=g_1(S_1+S_2)+g_2 \times S_3 \Rightarrow G=3.392\text{Tf}$$

$$Q=q_1(S_1+S_2)+q_2 \times S_3 \Rightarrow Q=1.90\text{Tf}$$

c) Plancher étage courant : $g_1=0.534\text{ Tf/m}^2 \quad q_1=0.150\text{ Tf/m}^2$

$$g_2=0.454\text{Tf/m}^2 \quad q_2=0.350\text{Tf/m}^2$$

$$G=g_1(S_1+S_2)+g_2 \times S_3 \Rightarrow G=3.958\text{Tf}$$

$$Q=q_1(S_1+S_2)+q_2 \times S_3 \Rightarrow Q=1.60\text{Tf}$$

d) Poutre longitudinale : $g=0.30 \times 0.5 \times 2.5=0.375\text{ Tf}$

$L=1.35\text{ m}$

$$G=g \times L \Rightarrow G=0.506\text{Tf}$$

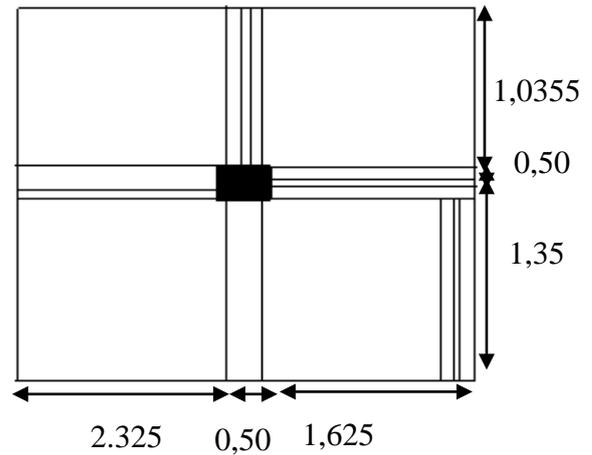
e) poutre transversale : $g=0.4 \times 0.3 \times 2.5=0.3\text{ Tf}$

$L=2.325+1.625=3.95\text{ m}$

$$G=g \times L \Rightarrow G=1.185\text{ Tf}$$

f) Poteau: $g=0.5 \times 0.5 \times 2.5=0.625\text{ tf}$

$h=3.06\text{ m}$



$$G=gxh \Rightarrow G=1.913Tf$$

g)Voile long: $g=0.556 Tf$ $L=2.325m$

$$G=gxL \Rightarrow G=1.293Tf$$

$$Paillage=0.800((\sqrt{1.52^2+2.65^2})*2.215) =5.396Tf$$

$$Palier = 0.529*(0.675+0.8) = 0.780Tf$$

Niveau	Eléments	G (tf)	G (tf) Cumilé	Q (tf)	Q (tf) Cumilé
0	Plancher terrasse corps creux: Poutre Trans : Voile long	3.392 1.185 1.293	5.87	1.90	1.90
1	Poteau Poutre trans Voile long PEC	1.913 1.185 1.293 3.958	8.349	1.60	3.5
2	Poteau Poutre trans Voile long Paillage Pallier PEC	1.913 1.185 1.293 5.396 0.780 3.958	14.525	0.9*1.60 =1.44	4.94
3	Poteau Poutre trans Voile long Paillage Pallier PEC	1.913 1.185 1.293 5.396 0.780 3.958	14.525	0.8*1.60 =1.28	6.22
4	Poteau Poutre trans Voile long Paillage Pallier PEC	1.913 1.185 1.293 5.396 0.780 3.958	14.525	0.7*1.60 =1.12	7.34

5	Poteau	1.913	14.525	0.6*1.60 =0.96	8.3
	Poutre trans	1.185			
	Voile long	1.293			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	3.958			
6	Poteau	1.913	14.525	0.5*1.60 =0.8	9.1
	Poutre trans	1.185			
	Voile long	1.293			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	3.958			
7	Poteau	1.913	15.031	0.5*1.60 =0.8	9.9
	Poutre trans	1.185			
	Poutre long	0.506			
	Voile long	1.293			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
8	Poteau	1.913	15.031	0.15*1.60 =0.24	10.14
	Poutre trans	1.185			
	Poutre long	0.506			
	Voile long	1.293			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
9	Poteau	1.913	15.031	0.25*1.60 =0.4	10.54
	Poutre trans	1.185			
	Poutre long	0.506			
	Voile long	1.293			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
PEC	3.958				

10	Poteau	3.125			
	Amorce Poteau	0.9375	5.355	0.25*1.60	10.94
	Voile long	1.293		=0.4	

$$N_G=137.292Tf$$

$$N_Q=10.94Tf$$

Combinaisons des charges :

a- A l'ELU

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \cdot 137.292 + 1.5 \cdot 10.94$$

$$N_u = 201.75Tf$$

b- A l'ELS

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 137.292 + 10.94$$

$$N_{ser} = 148.232 Tf$$

• **Poteau près de l'escalier :**

a) l'acrotère : $g=2.475 \text{ Kg/ml}$

$$L=4.575m$$

$$G=g \times L \Rightarrow G=1.837 \times 4.575$$

$$\Rightarrow G=8.404$$

Plancher terrasse: $g_1=0.432Tf/m^2$ $q_1=0.150Tf/m^2$

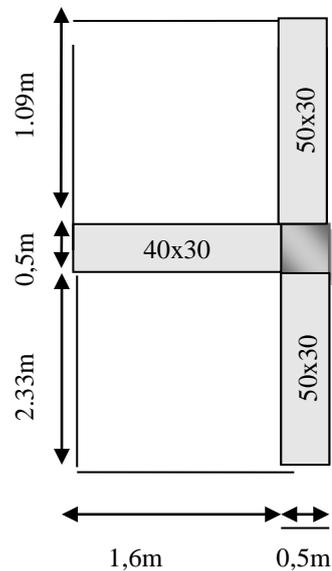
$$g_2=0.454tf/m^2 \quad q_2=0.350tf/m^2$$

$$S_1=1.6 \times 1.09 = 1.74 m^2$$

$$S_2=1.6 \times 2.33 = 3.73 m^2$$

$$G=g_1(S_1+S_2) = 2.36 Tf$$

$$Q=q_1(S_1+S_2) = 0.973 Tf$$



c) Plancher étage courant : $g_1=0.534 Tf/m^2$ $q_1=0.150 Tf/m^2$

$$g_2= 0.454Tf/m^2 \quad q_2=0.350Tf/m^2$$

$$G=g_1(S_1+S_2)+g_2 \times S_3 \Rightarrow G=2.92Tf$$

$$Q=q_1(S_1+S_2)+q_2 \times S_3 \Rightarrow Q=0.82Tf$$

d) Poutre longitudinale : $g=0.30 \times 0.5 \times 2.5=0.375$ Tf

$L=2.33+1.09 = 3.42$ m

$G=g \times L \Rightarrow G=1.282$ Tf

e) poutre transversale : $g=0.4 \times 0.3 \times 2.5=0.3$ Tf

$L=1.6$ m

$G=g \times L \Rightarrow G=0.48$ Tf

f) Poteau: $g=0.5 \times 0.5 \times 2.5= 0.625$ tf

$h=3.06$ m

$G=g \times h \Rightarrow G=1.913$ Tf

g) Voile long: $g=0.556$ Tf $L=1.09$ m

$G=g \times L \Rightarrow G=0.606$ Tf

Paillasse $=0.800((\sqrt{1.52^2+2.65^2}) \times 2.215) =5.396$ Tf

Pallier $= 0.529 \times (0.675+0.8) = 0.780$ Tf

Niveau	Eléments	G (tf)	G (tf) Cumilé	Q (tf)	Q (tf) Cumilé
0	Plancher terrasse corps creux: Poutre Trans : Voile long	2.36 0.48 0.606		0.973	0.973
1	Poteau Poutre trans Voile long PEC	1.913 0.48 0.606 2.92		0.82	1.79
2	Poteau Poutre trans Voile long Paillasse Pallier PEC	1.913 0.48 0.606 5.396 0.780 2.92		0.9*0.82 =0.738	2.528
3	Poteau Poutre trans Voile long Paillasse Pallier	1.913 0.48 0.606 5.396 0.780		0.8*0.82 =0.656	3.184

	PEC	2.92			
4	Poteau	1.913	12.542	0.7*0.82 =0.574	3.758
	Poutre trans	0.48			
	Voile long	0.606			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	2.92			
5	Poteau	1.913	12.542	0.6*0.82 =0.492	4.25
	Poutre trans	0.48			
	Voile long	0.606			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	2.92			
6	Poteau	1.913	12.542	0.5*0.82 =0.41	4.66
	Poutre trans	0.48			
	Voile long	0.606			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	2.92			
7	Poteau	1.913	13.824	0.5*0.82 =0.41	5.07
	Poutre trans	0.48			
	Poutre long	1.282			
	Voile long	0.606			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	2.92			
8	Poteau	1.913	13.824	0.15*0.82 =0.123	5.193
	Poutre trans	0.48			
	Poutre long	1.282			
	Voile long	0.606			
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	2.92			

9	Poteau	1.913			
	Poutre trans	0.48			
	Poutre long	1.282		0.25*0.82	5.398
	Voile long	0.606	13.824	=0.205	
	Paillasse	5.396			
	Pallier	0.780			
	PEC	2.92			
10	Poteau	1.913			
	Amorce Poteau	0.9375	3.456	0.25*0.82	5.603
	Voile long	0.606		=0.205	

$$N_G = 117.45 \text{ Tf}$$

$$N_Q = 5.603 \text{ Tf}$$

Combinaison de charge :

A -l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35*117.45 + 1.5*5.603$$

$$N_u = 166.962 \text{ Tf}$$

b-l'ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 117.45 + 5.603$$

$$N_{ser} = 123.05 \text{ Tf}$$

VI-Vérification de la stabilité de forme :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35*137.292 + 1.5*10.94 = 201.75$$

- Moment d'inertie : $I = bh^3/12 = 50*50^3/12 = 520833 \text{ cm}^4$
- Section : $B = 50*50 = 2500 \text{ cm}^2$
- Le rayon de giration : $i = \sqrt{I/B} = 520833/2500 = 14.43 \text{ cm}$
- Longueur de flambement : $L_f = 0.7(l_0) = 0.7*(3.91-0.5) = 2.387 \text{ m} = 238.7 \text{ cm}$
- L'élancement du poteau : $\lambda = L_f/i = 238.7/14.43 = 16.54 < \lambda_{min} = 50$
- $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(16.54/50)) = 0.797$
- La surface réduite : $Br = 48*48 = 2304 \text{ cm}^2$
- $A = \max \{ 0.2*b*h/100 = 0.2*50*50/100 = 5 \text{ cm}^2$
 $\{ 8*(b+h)/100 = 8*(50+50)/100 = 8 \text{ cm}^2 \} \implies A = 8 \text{ cm}^2$
- ✓ $N_u \leq \alpha(Br*fc/1.35 + A*fe/\gamma_s) = 0.797(250*2304/1.35 + 8*4000/1.15) = 362.230 \text{ tf}$
 $N_u = 201.75 \text{ tf} < 376.32 \text{ tf}$ Donc la stabilité est vérifiée.

ETUDE DES PLANCHERS :

I-INTRODUCTION :

1-DEFINITION :

Le plancher est un élément horizontal séparant deux niveaux successifs.

Il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé.

➤ **Fonction principale :**

- Porter les charges des structures.
- Assurer l'isolation thermique et phonétique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

➤ **Choix de type de plancher :**

Dans notre structure on utilise un plancher en corps creux pour tous les niveaux du rez de chaussé jusqu'au terrasse dont les raisons sont :

- Absence de charge concentrée importantes.
- Présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple.
- D'un hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.

II-calcul des moments et des efforts tranchants par la méthode forfaitaire :

➤ **Principe :**

D'une manière générale, les planchers sont calculés à l'aide de deux méthodes (exposées dans le chapitre de flexion simple). Les planchers selon leurs chargements :

-Plancher à surcharge modérées lorsque :

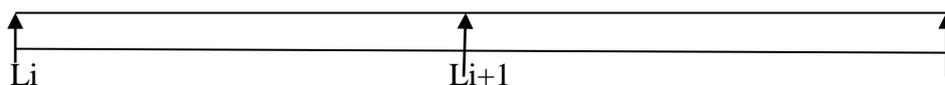
$$Q \leq (\max (2 \cdot G ; 500 \text{kgf/m}^2)).$$

-La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ou celle du revêtement.

-Les éléments solidaires ont une section géométrique constante d'une travée à l'autre.

-Il faut aussi que le rapport entre les travées continues soit 0.8 et 1.25

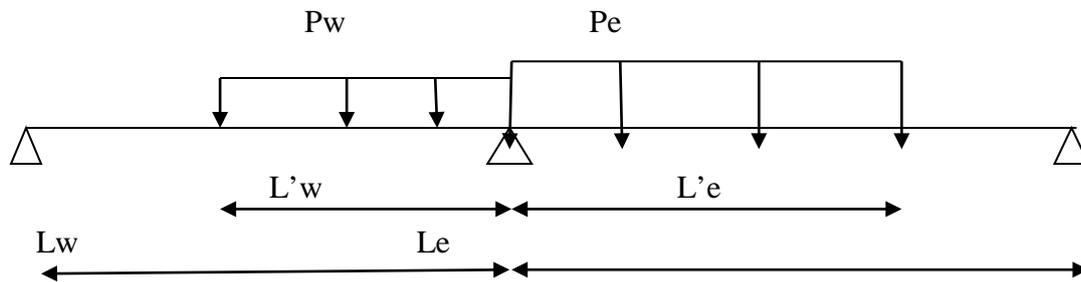
$$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$$



III-Méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués des nervures et des poutres associés à des hourdis.

Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement, la méthode la mieux adoptée pour notre cas.



Application de la méthode CAQUOT :

Domaine d'application :

Dans le cas où l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas remplie, on applique la méthode de CAQUOT, à condition de multiplier les moments sur appuis dus aux poids propres (M_{wg} M_{eg}) par un coefficient ($m=0.7$), les moments en travées sont majorés en conséquence

Principe de la méthode CAQUOT :

- La méthode donne uniquement les moments sur appuis
- Le calcul de ces moments ne tient compte que des charges des travées entourant l'appui considéré.
- Pour corriger l'hypothèse de l'inertie constante sur toute la travée (qui est en principe variable à cause de la fissuration) on introduit des travées fictive (l'_w, l'_e) avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 1 \dots\dots\dots\text{travée de rive} \\ l' = 0.8l \dots\dots\dots\text{travée intermédiaire} \\ l = \text{portée entre nus} \end{array} \right.$$

Calcul des moments sur appui :

Appui de rive :

$$M = 0.2M_0 ; M_0 : \text{moment isostatique de la travée de rive.}$$

Autre appuis (i) : notons : l_w : travée à gauche de l'appui

l_e : travée à droite de l'appui

q_w : charge à gauche de l'appui

q_e : charge à droite de l'appui

$$M_i = - \frac{q_w \cdot (l'_w)^3 + q_e \cdot (l'_e)^3}{8.5x(l'_w + l'_e)}$$

Calcul des moments en travée :

On utilise la relation de la (R.D.M) :

$$M(x) = \mu(x) + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

Avec : $\mu(x)$: moment isostatique

Pour une charge uniforme : $\mu(x) = q.l/2 \cdot x - qx^2/2$

Donc :
$$M(x) = q.l/2 \cdot x - qx^2/2 + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot X$$

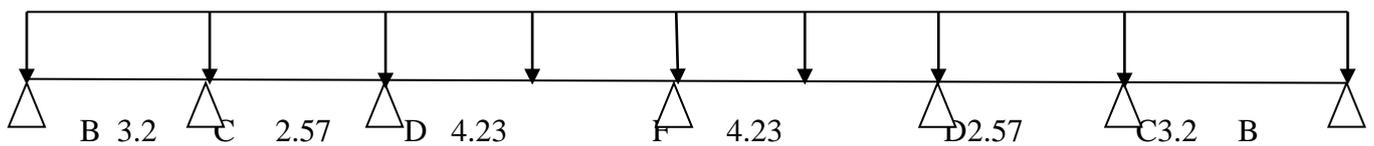
M_w ; M_e : sont remplacés avec leur signes, généralement (-) dans la relation

Après l'application de cette méthode on obtient les résultats suivants.

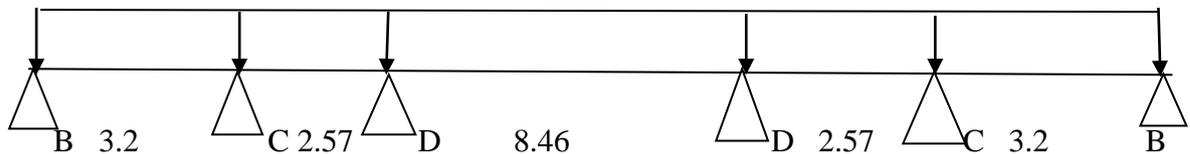
➤ **LES DIFFERENTS TYPES DES POUTRELLES**

PLANCHER TERRASSE ET ETAGE COURANT (4 5 6 7 8 9 10eme) :

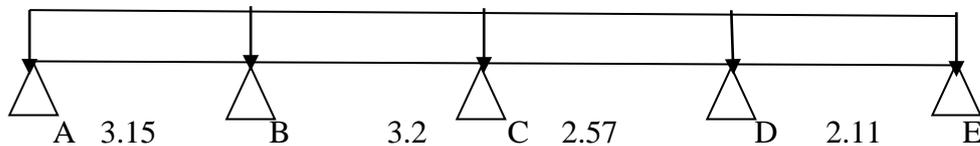
Type 1 : 6 travées :



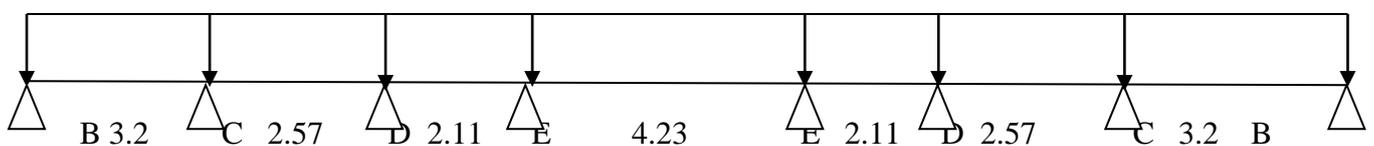
Type 2 : 5 travées :



Type 3 : 4 travées :

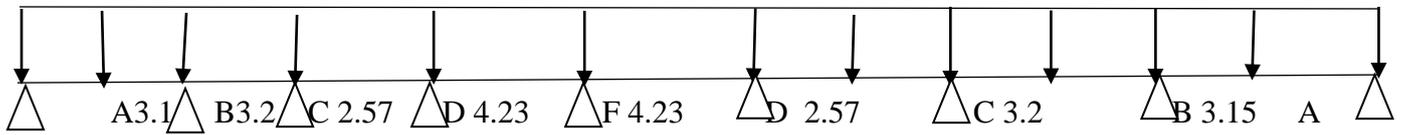


Type 4 : 7 travées :

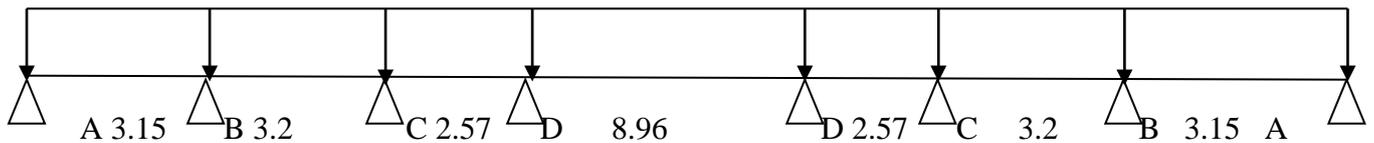


✓ **PLANCHER RDC ET ETAGE COURANT (1^{er} 2^{eme} 3^{eme})**

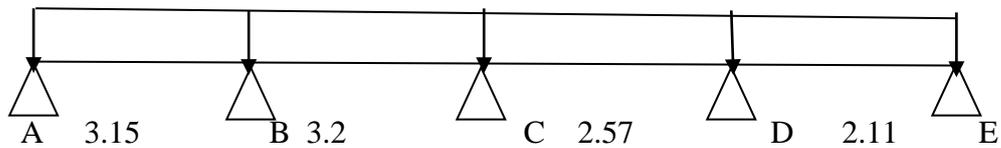
Type 5 : 8 travées



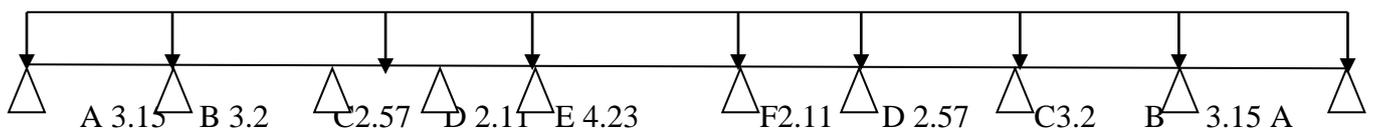
Type 6: 7 travées:



Type 7 : 4 travées



Type 8: 9 travées



✓ **Plancher Terrasse accessible (corps creux) :**

$G=432\text{kgf/m}^2$

$Q=150\text{kgf/m}^2$

❖ **Condition d'application de la méthode Forfaitaire :**

1/plancher à surcharge modérée :

$Q \leq (\max (2*432; 500\text{kgf/m}^2)) \quad 150 \leq 864\text{kgf/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$

2- Toutes les travées ont le même moment d'inertieVérfiée.

3- Fissuration préjudiciable Non vérifiée.

4- $l_i/l_{i+1} = 4.23/2.57 = 1.64$ ne pas compris entre 0.8 et 1.25non vérifiée.

Alors les conditions 3 et 4 ne sont pas vérifiées, donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Combinaison des charges :**

✓ **A l'ELU :**

$Q_u=0.65(1.35(G)+1.5(Q))=0.65(1.35*0.432+1.5*0.150)$

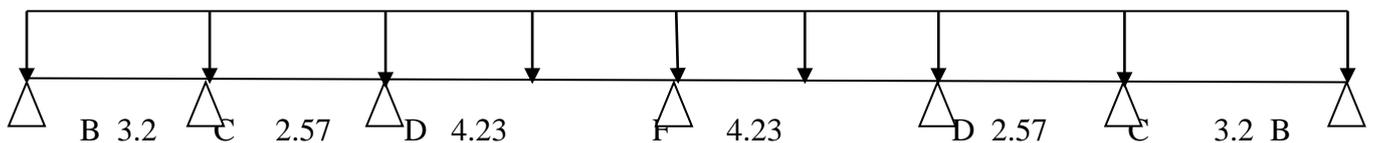
$Q_u = 0.525\text{T/m}^2$

✓ **A l'ELS :**

$Q_s=0.65 (G+Q)=0.65 (0.432+0.150)$ alors $Q_s = 0.378\text{T/m}^2$

➤ **Calcul des moments**

Type 1: 6 travées:



$l' = 2.57*0.8 = 2.056\text{m}$

$l' = 4.23*0.8 = 3.384\text{m}$

1-Calcul à l'ELU :

$Q_u=0.525 \text{ t/m}^2$

a-Moment en appuis :

$M_B = -0.2M_o = (-0.2*0.525*3.2^2)/8$

$M_B = -0.134 \text{ t. m}$

$M_C = -(Q_w*L'^3_w+Q_e*L'^3_e)/(8.5(l'_w+l'_e))$

$M_C = -0.525*(3.2^3+2.056^3)/(8.5(3.2+2.056))$

$M_C = -0.487 \text{ t. m}$

$M_D = -(Q_w*L'^3_w+Q_e*L'^3_e)/(8.5 (l'_w+l'_e))$

$M_D = -0.525(2.056^3+3.384^3)/(8.5(2.056+3.384))$

$$MD = -0.538 \text{ t. m}$$

$$MF = -(Qw * L'^3 w + Qe * L'^3 e) / (8.5 (l'w + l'e))$$

$$MF = -0.525(3.384^3 + 3.384^3) / (8.5 (3.384 + 3.384))$$

$$MF = -0.707 \text{ t. m}$$

b-Moments en travées :

Moment en travée B-C :

$$MB-C = (Q * l'x/2 - Q * x^2/2) + MB + (MC - MB) * x/L$$

$$MB-C = (0.525 * 3.2/2 * x - 0.525/2 * x^2) - 0.134 + (-0.487 + 0.134/3.2) * x$$

$$M(x) = 0.730x - 0.2625x^2 - 0.134$$

$$T(x) = (M(x)/dx) = 0.730 - 0.525x \longrightarrow x = 0.730/0.525 \longrightarrow x = 1.39\text{m}$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.730 \text{ t} \text{ et } x = 3.2\text{m} \longrightarrow Te = -0.95 \text{ t}$$

$$MB-C(1.39) = 0.374\text{t.m}$$

Moment en travée C-D :

$$MC-D = (Q * l'x/2 - Q * x^2/2) + MC + (MD - MC) * x/L$$

$$MC-D = (0.525 * 2.57/2 * x - 0.525/2 * x^2) - 0.487 + (-0.538 + 0.487/2.57) * x$$

$$MC-D = 0.654x - 0.2625x^2 - 0.487$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.654 - 0.525x \longrightarrow x = 0.654/0.525 \longrightarrow x = 1.25\text{m}$$

$$\text{Pour } x=0 \quad Tw = 0.654\text{t} \quad \text{pour } x = 2.57\text{m} \quad Te = -0.695 \text{ t}$$

$$MC-D(1.25) = -0.079 \text{ t. m}$$

Moment en travée D-F :

$$MD-F = (Q * l'x/2 - Q * x^2/2) + MD + (MF - MD) * x/L$$

$$MD-F = (0.525 * 4.23/2 * x - 0.525/2 * x^2) - 0.538 + (-0.707 + 0.538/4.23) * x$$

$$MD-F = 1.07x - 0.2625x^2 - 0.538$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 1.07 - 0.525x \longrightarrow x = 1.07/0.525 \longrightarrow x = 2.04\text{m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow Tw = 1.07 \text{ t} \text{ et } x = 4.23\text{m} \longrightarrow Te = -1.15 \text{ t}$$

$$MD-F(2.04) = 0.552\text{t.m}$$

Moment en travée F-D :

$$MF-D = (Q * l'x/2 - Q * x^2/2) + MF + (MD - MF) * x/L$$

$$MF-D = (0.525 * 4.23/2 * x - 0.525/2 * x^2) - 0.707 + (-0.538 + 0.707/4.23) * x$$

$$MF-D = 1.15x - 0.2625x^2 - 0.707$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 1.15 - 0.525x \longrightarrow x = 1.15/0.525 \longrightarrow x = 2.2\text{m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow Tw = 1.15\text{t} \text{ et } x = 4.23\text{m} \longrightarrow Te = -1.07\text{t}$$

$$MF-D(2.2) = 0.553 \text{ t.m}$$

Moment en travée D-C :

$$MD-C = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + MD + (MC - MD) \cdot x / L$$

$$MD-C = (0.525 \cdot 2.57 / 2 \cdot x - 0.525 / 2 \cdot x^2) - 0.538 + (-0.487 + 0.538 / 2.57) \cdot x$$

$$MD-C = 0.694x - 0.2625x^2 - 0.538$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.694 - 0.525x \longrightarrow x = 0.694 / 0.525 \longrightarrow x = 1.32m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.694t \text{ et } x=2.57m \longrightarrow Te = -0.655t$$

$$\mathbf{MD-C (1.32) = -0.079 t \cdot m}$$

Moment en travée C-B :

$$MC-B = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + MC + (MB - MC) \cdot x / L$$

$$MC-B = (0.525 \cdot 3.2 / 2 \cdot x - 0.525 / 2 \cdot x^2) - 0.487 + (-0.134 + 0.487 / 3.2) \cdot x$$

$$MC-B = 0.950x - 0.2625x^2 - 0.487$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.950 - 0.525x \longrightarrow x = 0.950 / 0.525 \longrightarrow x = 1.81m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.950t \text{ et } x=3.2m \longrightarrow Te = -0.73t$$

$$\mathbf{MC-B (1.81) = 0.372t \cdot m}$$

2-calcul à l'ELS :

$$\mathbf{Qs = 0.378t/m^2}$$

a-Moment en appuis :

$$MB = (-0.2) Mo = -0.2 \cdot 0.378 \cdot 3.2^2 / 8$$

$$\mathbf{MB = -0.097t \cdot m}$$

$$MC = -(Qw \cdot L'^3w + Qe \cdot L'^3e) / (8.5 (l'w + l'e))$$

$$MC = -0.378 \cdot (3.2^3 + 2.056^3) / (8.5(3.2 + 2.056))$$

$$\mathbf{MC = -0.351 t \cdot m}$$

$$MD = -(Qw \cdot L'^3w + Qe \cdot L'^3e) / (8.5 (l'w + l'e))$$

$$MD = -0.378(2.056^3 + 3.384^3) / (8.5 (2.056 + 3.384))$$

$$\mathbf{MD = -0.388 t \cdot m}$$

$$MF = -(Qw \cdot L'^3w + Qe \cdot L'^3e) / (8.5 (l'w + l'e))$$

$$MF = -0.378(3.384^3 + 3.384^3) / (8.5 (3.384 + 3.384))$$

$$\mathbf{MF = -0.509t \cdot m}$$

b-Moment en travées :

Moment en travée B-C :

$$MB-C = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + MB + (MC - MB) \cdot x / L$$

$$MB-C = (0.378 \cdot 3.2 / 2 \cdot x - 0.378 / 2 \cdot x^2) - 0.097 + (-0.351 + 0.097 / 3.2) \cdot x$$

$$M(x) = 0.525x - 0.189x^2 - 0.0947$$

$$T(x) = M(x) / dx = 0.525 - 0.378x \longrightarrow x = 0.525 / 0.378 \longrightarrow x = 1.39m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.525 t \text{ et } x=3.2m \longrightarrow Te = -0.685 t$$

$$\text{MB-C (1.39)} = 0.267 \text{ t.m}$$

Moment en travée C-D :

$$\text{MC-D} = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + \text{MC} + (\text{MD} - \text{MC}) \cdot x / L$$

$$\text{MC-D} = (0.378 \cdot 2.57 / 2 \cdot x - 0.378 / 2 \cdot x^2) - 0.351 + (-0.388 + 0.351 / 2.57) \cdot x$$

$$\text{MC-D} = 0.471x - 0.189x^2 - 0.351$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.471 - 0.378x \longrightarrow x = 0.471 / 0.378 \longrightarrow x = 1.25\text{m}$$

$$\text{Pour } x=0 \quad T_w = 0.471\text{t} \quad \text{pour } x = 2.57\text{m} \quad T_e = -0.50 \text{ t}$$

$$\text{MC-D (1.25)} = -0.057 \text{ t. m}$$

Moment en travée D-F :

$$\text{MD-E} = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + \text{MD} + (\text{MF} - \text{MD}) \cdot x / L$$

$$\text{MD-F} = (0.378 \cdot 4.23 / 2 \cdot x - 0.378 / 2 \cdot x^2) - 0.388 + (-0.509 + 0.388 / 4.23) \cdot x$$

$$\text{MD-F} = 0.771x - 0.189x^2 - 0.388$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.771 - 0.378x \longrightarrow x = 0.771 / 0.378 \longrightarrow x = 2.04\text{m}$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow T_w = 0.771 \text{ t} \quad \text{et } x = 4.23\text{m} \longrightarrow T_e = -0.828\text{t}$$

$$\text{MD-F (2.04)} = 1.33 \text{ t.m}$$

Moment en travée F-D :

$$\text{MF-D} = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + \text{MF} + (\text{MD} - \text{MF}) \cdot x / L$$

$$\text{MF-D} = (0.378 \cdot 4.23 / 2 \cdot x - 0.378 / 2 \cdot x^2) - 0.509 + (-0.388 + 0.509 / 4.23) \cdot x$$

$$\text{MF-D} = 0.828x - 0.189x^2 - 0.509$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.828 - 0.378x \longrightarrow x = 0.828 / 0.378 \longrightarrow x = 2.2\text{m}$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow T_w = 0.828\text{t} \quad \text{et } x = 4.23\text{m} \longrightarrow T_e = -0.771\text{t}$$

$$\text{MF-D (2.2)} = 0.398\text{t.m}$$

Moment en travée D-C :

$$\text{MD-C} = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + \text{MD} + (\text{MC} - \text{MD}) \cdot x / L$$

$$\text{MD-C} = (0.378 \cdot 2.57 / 2 \cdot x - 0.378 / 2 \cdot x^2) - 0.388 + (-0.351 + 0.388 / 2.57) \cdot x$$

$$\text{MD-C} = 0.50x - 0.189x^2 - 0.388$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.500 - 0.378x \longrightarrow x = 0.500 / 0.378 \longrightarrow x = 1.32\text{m}$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow T_w = 0.500\text{t} \quad \text{et } x = 2.57\text{m} \longrightarrow T_e = -0.47\text{t}$$

$$\text{MD-C (1.32)} = -0.057 \text{ t. m}$$

Moment en travée C-B :

$$\text{MC-B} = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + \text{MC} + (\text{MB} - \text{MC}) \cdot x / L$$

$$\text{MC-B} = (0.378 \cdot 3.2 / 2 \cdot x - 0.378 / 2 \cdot x^2) - 0.351 + (-0.097 + 0.351 / 3.2) \cdot x$$

$$\text{MC-B} = 0.684x - 0.189x^2 - 0.351$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.684 - 0.378x \longrightarrow x = 0.684 / 0.378 \longrightarrow x = 1.81\text{m}$$

Pour $x=0 \longrightarrow Tw = 0.684t$ et $x= 3.2m \longrightarrow Te= -0.526t$

MC-B(1.81)= 0.268t.m

Sur appuis :

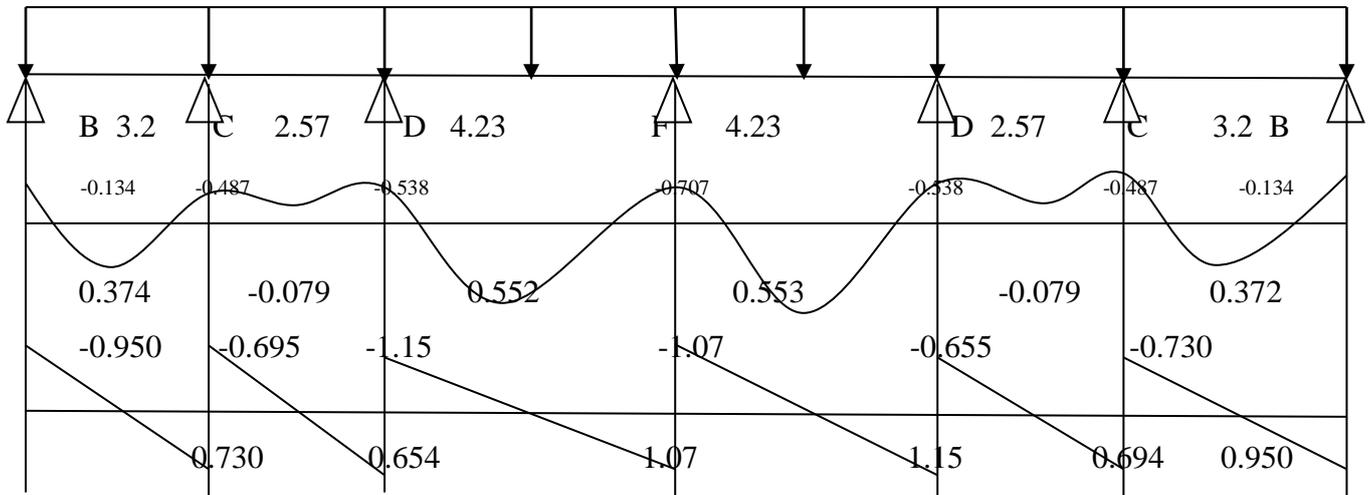
Unité (t. m)	E L U	E L S
MaB	-0.134	-0.097
MaC	-0.487	-0.351
MaD	-0.538	-0.388
MaF	-0.707	-0.509
MaD	-0.538	-0.388
MaC	-0.487	-0.351
MaB	-0.134	-0.097

En travée :

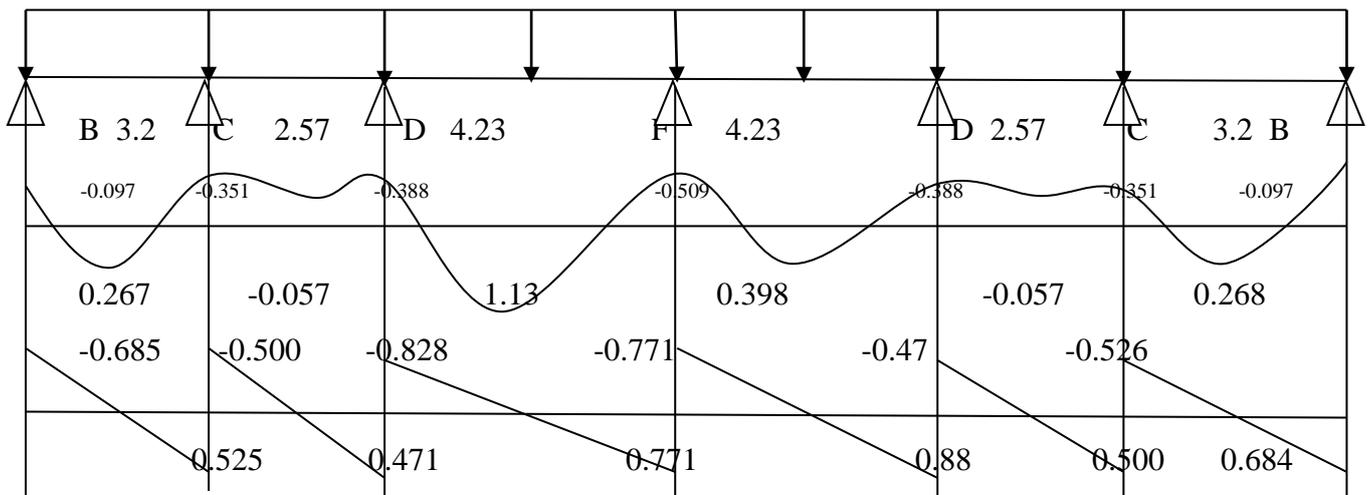
Unité (t .m)	E L U	E L S
MB-C	0.374	0.267
MC-D	-0.079	-0.057
MD-F	0.552	1.33
MF-D	0.553	0.398
MD-C	-0.079	-0.057
MC-B	0.372	0.268

➤ **DIAGRAMME DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS :**

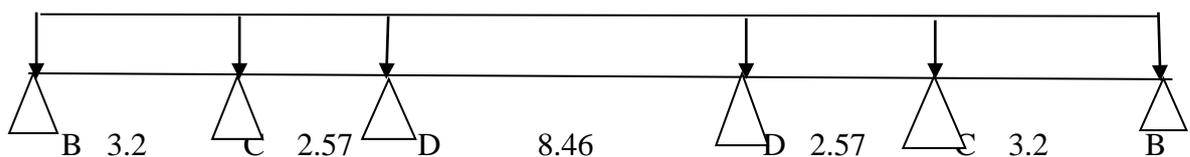
✓ **AL'ELU :**



✓ **AL'ELS :**



Type 2 : 5 travées :



Les travées intermédiaires :

$$l' = 2.57 * 0.8 = 2.056m$$

$$l' = 8.46 * 0.8 = 6.77m$$

1-Calcul à l'ELU :

Qu=0.525 t/m²

a-Moment en appuis :

$MB= 0.2Mo = (0.2*0.525*3.2^2)/8$

$MB= -0.134 \text{ t. m}$

$MC= -(Qw*L'^3w+Qe*L'^3e)/(8.5(l'w+l'e))$

$MC= -0.525*(3.2^3+2.056^3)/(8.5(3.2+2.056))$

$MC= -0.487 \text{ t. m}$

$MD = -(Qw*L'^3w+Qe*L'^3e)/ (8.5(l'w+l'e))$

$MD = -0.525(2.056^3+6.77^3)/(8.5(2.056+6.77))$

$MD = -2.23 \text{ t. m}$

b-Moments en travées :

Moment en travée B-C :

$MB-C = (Q*I*x/2 - Q*x^2/2) + MB + (MC-MB)*x/L$

$MB-C = (0.525*3.2/2*x - 0.525/2*x^2) -0.134+(-0.487+0.134/3.2)*x$

$M(x) = 0.730x -0.2625x^2 -0.134$

$T(x) = (M(x)/dx = 0.730 - 0.525x \longrightarrow x = 0.730/0.525 \longrightarrow x = 1.39m$

Pour $x=0 \longrightarrow Tw = 0.730 \text{ t}$ et $x = 3.2m \longrightarrow Te = -0.95 \text{ t}$

$MB-C (1.39) = 0.374t.m$

Moment en travée C-D :

$MC-D = (Q*I*x/2 - Q*x^2/2) + MC + (MD-MC)*x/L$

$MC-D = (0.525*2.57/2*x - 0.525/2*x^2) -0.487 + (-2.23 + 0.487/2.57)*x$

$MC-D = -0.004x - 0.2625 x^2 -0.487$

$T(x) = M(x)/d(x) = -0.004 - 0.525x \longrightarrow x = -0.004/0.525 \longrightarrow x = -0.007m$

Pour $x=0 Tw = -0.004t$ pour $x = 2.57m Te = -1.35 \text{ t}$

$MC-D (-0.007) = -0.487 \text{ t. m}$

Moment en travée D-D :

$MD-D = (Q*I*x/2 - Q*x^2/2) + MD + (MD-MD)*x/L$

$MD-D = (0.525*8.46/2*x - 0.525/2*x^2) - 2.23 + (-2.23+2.23/8.46)*x$

$MD-D = 2.22x - 0.2625x^2 - 2.23$

$T(x)=M(x) / d(x) = 2.22 - 0.525x \longrightarrow x = 2.22/0.525 \longrightarrow x = 4.23m$

Pour $x = 0 \longrightarrow Tw = 2.22 \text{ t}$ et $x = 8.46m \longrightarrow Te = -2.22 \text{ t}$

$MD-D (4.23) = 2.46t.m$

Moment en travée D-C :

$$MD-C = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + MD + (MC - MD) \cdot x / L$$

$$MD-C = (0.525 \cdot 2.57 / 2 \cdot x - 0.525 / 2 \cdot x^2) - 2.23 + (-0.487 + 2.23 / 2.57) \cdot x$$

$$MD-C = 1.35x - 0.2625x^2 - 2.23$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 1.35 - 0.525x \longrightarrow x = 1.35 / 0.525 \longrightarrow x = 2.57 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow Tw = 1.35t \quad \text{et } x = 2.57 \text{ m} \longrightarrow Te = 0.0007t$$

$$\mathbf{MD-C (2.57) = -0.49t.m}$$

Moment en travée C-B :

$$MC-B = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + ME + (MD - ME) \cdot x / L$$

$$MC-B = (0.525 \cdot 3.2 / 2 \cdot x - 0.525 / 2 \cdot x^2) - 0.487 + (-0.134 + 0.487 / 3.2) \cdot x$$

$$MC-B = 0.950x - 0.2625x^2 - 0.487$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.950 - 0.525x \longrightarrow x = 0.950 / 0.525 \longrightarrow x = 1.81 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow Tw = 0.950t \quad \text{et } x = 3.2 \text{ m} \longrightarrow Te = -0.73t$$

$$MC-B(1.81) = -0.372t.m$$

2-calcul à l'ELS :

$$Qs = 0.378t/m^2$$

a-Moment en appuis :

$$MB = (-0.2) Mo = -0.2 \cdot 0.378 \cdot 3.2^2 / 8$$

$$\mathbf{MB = -0.097t.m}$$

$$MC = -(Qw \cdot L'^3w + Qe \cdot L'^3e) / (8.5 (l'w + l'e))$$

$$MC = -0.378 \cdot (3.2^3 + 2.056^3) / (8.5(3.2 + 2.056))$$

$$\mathbf{MC = -0.351 t. m}$$

$$MD = -(Qw \cdot L'^3w + Qe \cdot L'^3e) / (8.5 (l'w + l'e))$$

$$MD = -0.378(2.056^3 + 6.77^3) / (8.5 (2.056 + 6.77))$$

$$\mathbf{MD = -1.61 t. m}$$

b-Moment en travées :

Moment en travée B-C :

$$MB-C = (Q \cdot l \cdot x / 2 - Q \cdot x^2 / 2) + MB + (MC - MB) \cdot x / L$$

$$MB-C = (0.378 \cdot 3.2 / 2 \cdot X - 0.378 / 2 \cdot x^2) - 0.097 + (-0.351 + 0.097 / 3.2) \cdot x$$

$$M(x) = 0.525X - 0.189x^2 - 0.0947$$

$$T(x) = (M(x) / dx = 0.525 - 0.378x \longrightarrow x = 0.525 / 0.378 \longrightarrow x = 1.39 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.525 t \quad \text{et } x = 3.2 \text{ m} \longrightarrow Te = -0.685 t$$

$$\mathbf{MB-C (1.39) = 0.267 t.m}$$

Moment en travée C-D :

$$MC-D = (Q \cdot l \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MC + (MD - MC) \cdot x/L$$

$$MC-D = (0.378 \cdot 2.57/2 \cdot x - 0.378/2 \cdot x^2) - 0.351 + (-1.61 + 0.351/2.57) \cdot x$$

$$MC-D = -0.004x - 0.189x^2 - 0.351$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = -0.004 - 0.378x \longrightarrow x = -0.004/0.378 \longrightarrow x = -0.011m$$

$$\text{Pour } x=0 \quad Tw = -0.004t \quad \text{pour } x = 2.57m \quad Te = -0.002t$$

$$MC-D(-0.011) = -0.351 \text{ t.m}$$

Moment en travée D-D :

$$MD-D = (Q \cdot l \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MD + (MD - MD) \cdot x/L$$

$$MD-D = (0.378 \cdot 8.46/2 \cdot x - 0.378/2 \cdot x^2) - 1.61 + (-1.61 + 1.61/8.46) \cdot x$$

$$MD-D = 1.60x - 0.189x^2 - 1.61$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 1.60 - 0.378x \longrightarrow x = 1.60/0.378 \longrightarrow x = 4.23m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 1.60t \quad \text{et } x = 8.46m \longrightarrow Te = -1.60t$$

$$MD-D(4.23) = 1.78t.m$$

Moment en travée D-C :

$$MD-C = (Q \cdot l \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MD + (MC - MD) \cdot x/L$$

$$MD-C = (0.378 \cdot 2.57/2 \cdot x - 0.378/2 \cdot x^2) - 1.61 + (-0.351 + 1.61/2.57) \cdot x$$

$$MD-C = 0.975x - 0.189x^2 - 1.61$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.975 - 0.378x \longrightarrow x = 0.975/0.378 \longrightarrow x = 2.58m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.975t \quad \text{et } x = 2.57m \longrightarrow Te = -0.80t$$

$$MD-C(2.58) = -0.352t.m$$

Moment en travée C-B :

$$MC-B = (Q \cdot l \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MC + (MB - MC) \cdot x/L$$

$$MC-B = (0.378 \cdot 3.2/2 \cdot x - 0.378/2 \cdot x^2) - 0.351 + (-0.097 + 0.351/3.2) \cdot x$$

$$MC-B = 0.684x - 0.189x^2 - 0.351$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.684 - 0.378x \longrightarrow x = 0.684/0.378 \longrightarrow x = 1.81m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.684t \quad \text{et } x = 3.2m \longrightarrow Te = -0.526t$$

$$MC-B(1.81) = 0.268t.m$$

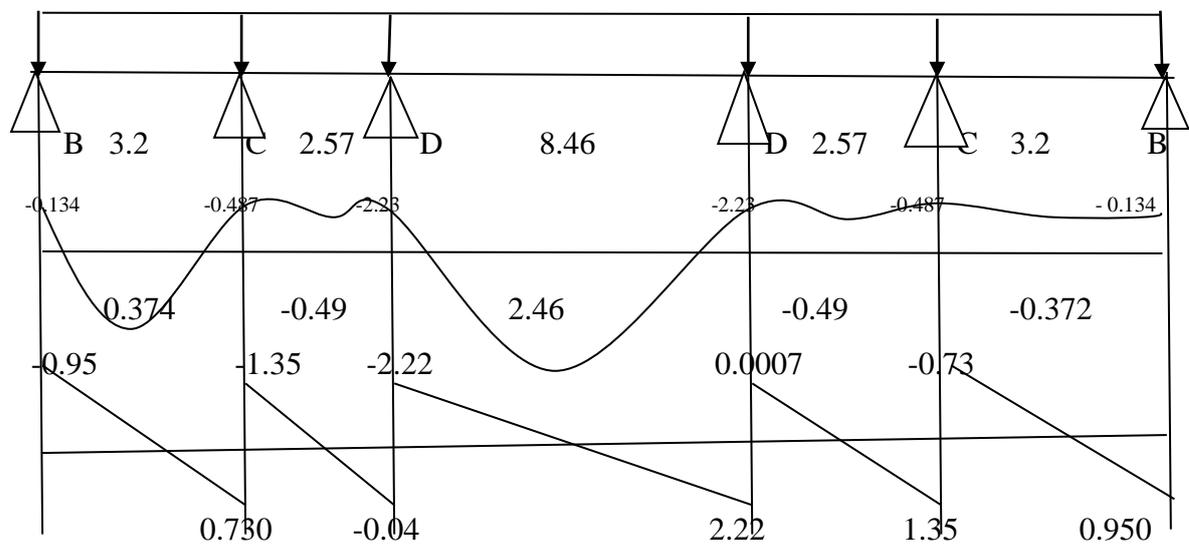
Sur appuis :

Unité (t . m)	ELU	ELS
MaB	-0.134	-0.097
MaC	-0.487	-0.351
MaD	-2.23	-0.161
MaD	-2.23	-1.61
MaC	-0.487	-0.351
MaB	-0.134	-0.097

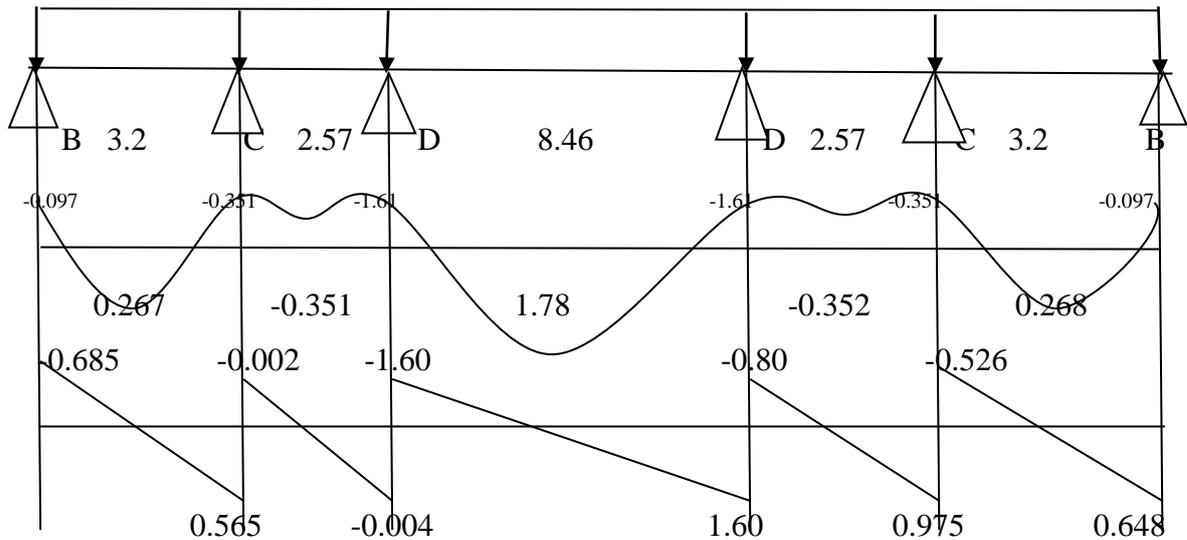
En travée :

Unité (t . m)	ELU	ELS
MB-C	0.374	0.267
MC-D	-0.487	-0.351
MD-D	2.46	1.78
MD-C	-0.49	-0.352
MC-B	0.372	0.268

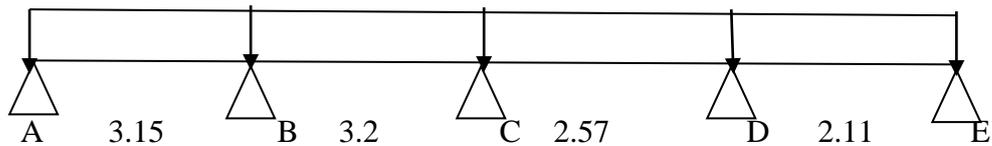
A L'ELU:



A L'ELS:



Type 3 : 4 travées :



➤ **Récapitulatifs des moments dans un tableau :**

En appui :

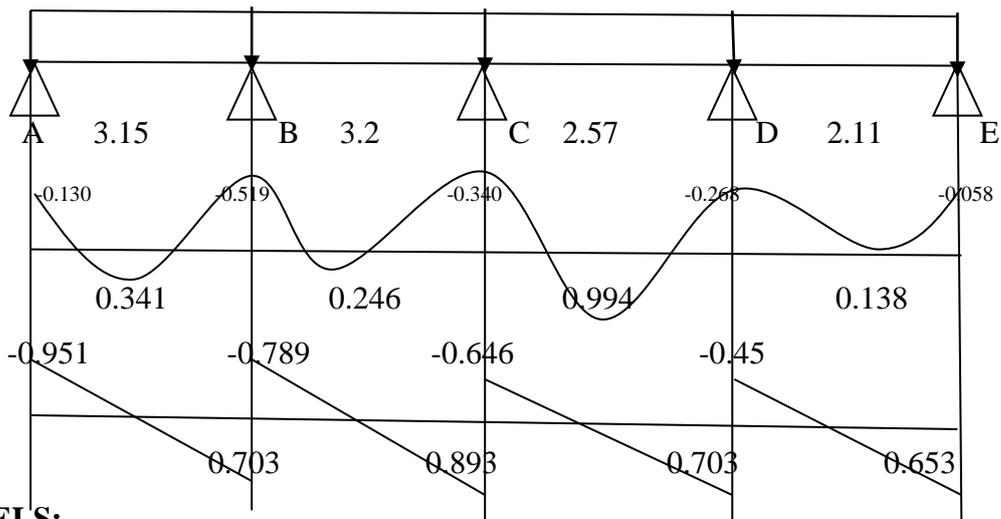
Unité (t. m)	ELU	ELS
MaA	-0.130	-0.094
MaB	-0.519	-0.374
MaC	-0.340	-0.245
MaD	-0.268	-0.193
MaE	-0.058	-0.042

En travée :

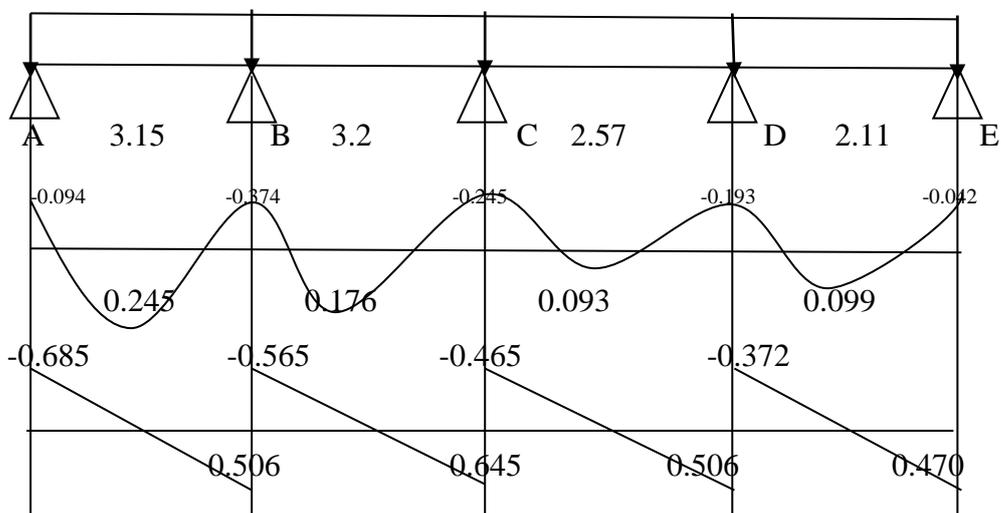
Unité (t .m)	ELU	ELS
MA-B	0.341	0.245
MB-C	0.246	0.176
MC-D	0.994	0.093
MD-E	0.138	0.099

➤ **DIAGRAMME DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS :**

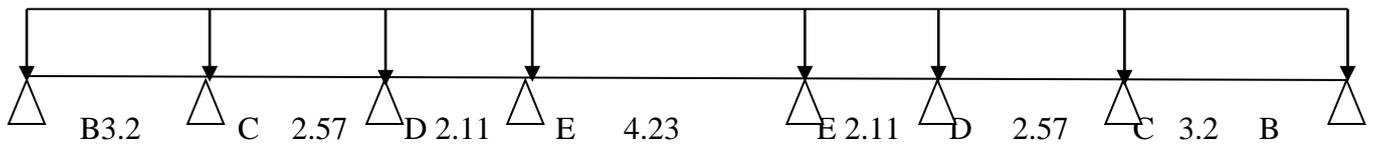
A- L'ELU:



A L'ELS:



Type 4: 7 travées :



Sur appuis :

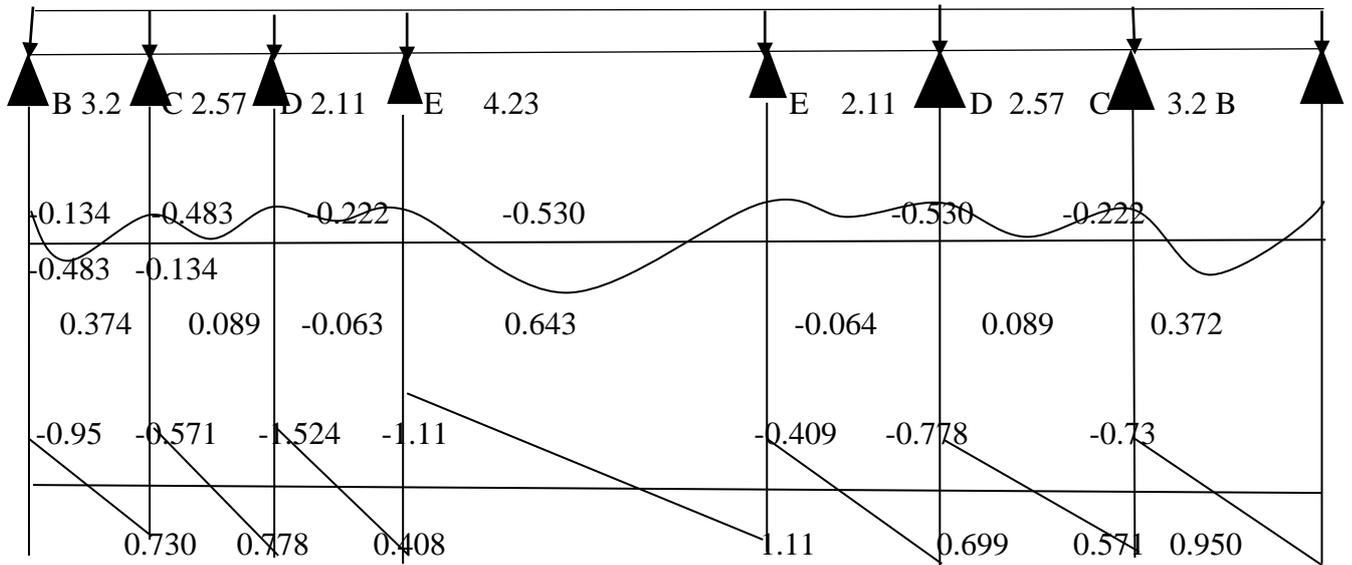
Unité (t. m)	ELU	ELS
MaB	-0.134	-0.097
MaC	-0.487	-0.351
MaD	-0.222	-0.160
MaE	-0.530	-0.382
MaE	-0.530	-0.382
MaD	-0.222	-0.160
MaC	-0.487	-0.351
MaB	-0.134	-0.097

En travée :

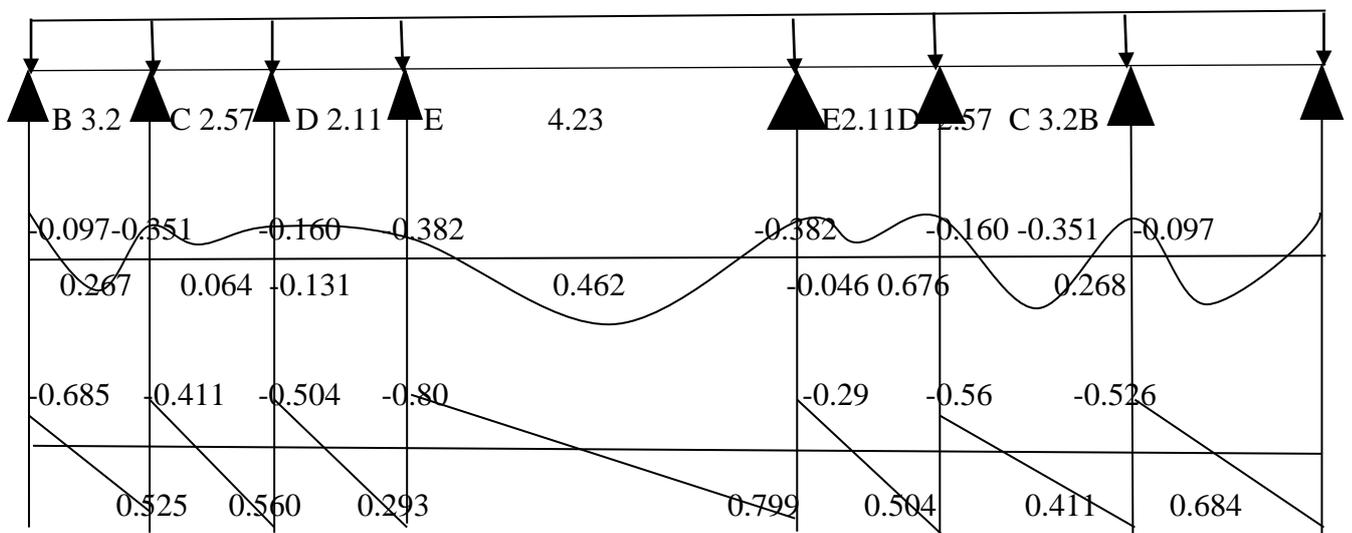
Unité (t. m)	ELU	ELS
MB-C	0.374	0.267
MC-D	0.089	0.064
MD-E	-0.063	-0.131
ME-E	0.643	0.462
ME-D	-0.064	-0.046
MD-C	0.089	0.676
MC-B	0.372	0.268

➤ **DIAGRAMME DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS :**

✓ **A L'ELU :**



✓ **A L'ELS :**



❖ **Plancher etage courant**

❖ **Condition d'application de la méthode Forfaitaire :**

1/plancher à surcharge modérée :

$Q \leq (\max (2 \cdot 534; 500 \text{kgf/m}^2)) \quad 150 \leq 1068 \text{kgf/m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

2- Toutes les travées ont le même moment d'inertieVérifiée.

3- Fissuration préjudiciable vérifiée.

4- $L_i/L_{i+1} = 4.23/2.57 = 0.80$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.

Alors la condition 4 n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Combinaison des charges :**

$G = 534 \text{kgf/m}^2$ et $Q = 150 \text{kgf/m}^2$

✓ **A l'ELU :**

$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65 (1.35 \cdot 0.534 + 1.5 \cdot 0.150)$

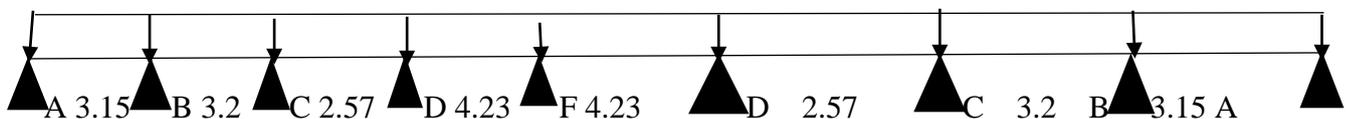
$Q_u = 0.614 \text{ T/m}^2$

✓ **A l'ELS :**

$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.534+0.150)$ alors $Q_s = 0.444 \text{ T/m}^2$

TYPE 5 :

Type 2 : 8 Travées



$G = 534 \text{ kgf/m}^2$

$Q = 150 \text{ kgf/m}^2$

✓ **Méthode de Caquot :**

1-A l'ELU :

$Q_u = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \cdot 0.534 + 1.5 \cdot 0.150)$

$Q_u = 0.614 \text{ t/m}^2$

✓ **Calcul des moments :**

Les travées intermédiaires :

$I' = 3.2 \cdot 0.8 = 2.56$

$I' = 2.57 \cdot 0.8 = 2.056$

$I' = 4.23 \cdot 0.8 = 3.384$

a/Moment en appuis :

-appuis de rive :

$$MA = -0.2M_0 = (-0.2 * 0.614 * 3.15^2) / 8$$

$$MA = -0.152 \text{ t. m}$$

$$MB = -(Q_w * L^3_w + Q_e * L^3_e) / (8.5 (l^3_w + l^3_e))$$

$$MB = -0.614 * (3.15^3 + 2.56^3) / (8.5(3.15 + 2.56))$$

$$MB = -0.505 \text{ t. m}$$

$$MC = -(Q_w * L^3_w + Q_e * L^3_e) / (8.5 (l^3_w + l^3_e))$$

$$MC = -0.614(2.56^3 + 2.056^3) / (8.5 (2.56 + 2.056))$$

$$MC = -0.398 \text{ t. m}$$

$$MD = -(Q_w * L^3_w + Q_e * L^3_e) / (8.5 (l^3_w + l^3_e))$$

$$MD = -0.614(2.056^3 + 3.384^3) / (8.5 (2.056 + 3.384))$$

$$MD = M_6 = -0.629 \text{ t. m}$$

$$MF = -(Q_w * L^3_w + Q_e * L^3_e) / (8.5 (l^3_w + l^3_e))$$

$$MF = -0.614(3.384^3 + 3.384^3) / (8.5 (3.384 + 3.384))$$

$$MF = -0.827 \text{ t. m}$$

b-Moments en travées :

Moment en travée A-B :

$$MA-B = (Q * l^3_x / 2 - Q * x^2 / 2) + MA + (MB - MA) * x / L$$

$$MA-B = (0.614 * 3.15 / 2 * x - 0.614 / 2 * x^2) - 0.152 + (-0.505 + 0.152 / 3.15) * x$$

$$M(x) = 0.855x - 0.307x^2 - 0.152$$

$$T(x) = M(x) / dx = 0.855 - 0.614x \longrightarrow x = 0.855 / 0.614 \longrightarrow x = 1.39 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow T_w = 0.855 \text{ t} \text{ et } x = 3.15 \text{ m} \longrightarrow T_e = -1.079 \text{ t}$$

$$MA-B(1.39) = 0.443 \text{ t.m}$$

Moment en travée B-C :

$$MB-C = (Q * l^3_x / 2 - Q * x^2 / 2) + MB + (MC - MB) * x / L$$

$$MB-C = (0.614 * 3.2 / 2 * x - 0.614 / 2 * x^2) - 0.505 + (-0.398 + 0.505 / 3.2) * x$$

$$MB-C = 1.016x - 0.307x^2 - 0.505$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 1.016 - 0.614x \longrightarrow x = 1.016 / 0.614 \longrightarrow x = 1.65 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x=0 \quad T_w = 1.016 \text{ t} \quad \text{pour } x = 3.2 \text{ m} \quad T_e = -0.949 \text{ t}$$

$$MB-C(1.65) = 0.335 \text{ t. m}$$

Moment en travée C-D :

$$MC-D = (Q * l^3_x / 2 - Q * x^2 / 2) + MC + (MD - MC) * x / L$$

$$MC-D = (0.614 * 2.57 / 2 * x - 0.614 / 2 * x^2) - 0.398 + (-0.629 + 0.398 / 2.57) * x$$

$$MC-D = 0.699x - 0.307x^2 - 0.398$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.699 - 0.614x \longrightarrow x = 0.699 / 0.614 \longrightarrow x = 1.14 \text{ m}$$

Pour $x = 0 \longrightarrow Tw = 0.699 \text{ t}$ et $x = 2.57 \text{ m} \longrightarrow Te = -0.879 \text{ t}$

MC-D(1.14) = -0.00014 t.m

Moment en travée D-F :

$$MD-F = (Q \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MD + (MF - MD) \cdot x/L$$

$$MD-F = (0.614 \cdot 4.23/2 \cdot x - 0.614/2 \cdot x^2) - 0.629 + (-0.827 + 0.629/4.23) \cdot x$$

$$MD-F = 1.252x - 0.307x^2 - 0.629$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 1.252 - 0.614x \longrightarrow x = 1.252/0.614 \longrightarrow x = 2.04 \text{ m}$$

Pour $x = 0 \longrightarrow Tw = 1.252 \text{ t}$ et $x = 4.23 \text{ m} \longrightarrow Te = -1.35 \text{ t}$

MD-F(1.35) = 0.502 t.m

Moment en travée F-D :

$$MF-D = (Q \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MF + (MF - MD) \cdot x/L$$

$$MF-D = (0.614 \cdot 4.23/2 \cdot x - 0.614/2 \cdot x^2) - 0.827 + (-0.629 + 0.827/4.23) \cdot x$$

$$MF-D = 1.35x - 0.307x^2 - 0.827$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 1.35 - 0.614x \longrightarrow x = 1.35/0.614 \longrightarrow x = 2.2 \text{ m}$$

Pour $x = 0 \longrightarrow Tw = 1.35 \text{ t}$ et $x = 4.23 \text{ m} \longrightarrow Te = -1.25 \text{ t}$

MF-D(2.2) = 0.657 t.m

Moment en travée D-C :

$$MD-C = (Q \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MD + (MC - MD) \cdot x/L$$

$$MD-C = (0.614 \cdot 2.57/2 \cdot x - 0.614/2 \cdot x^2) - 0.629 + (-0.398 + 0.629/2.57) \cdot x$$

$$MD-C = 0.879x - 0.307x^2 - 0.629$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.879 - 0.614x \longrightarrow x = 0.879/0.614 \longrightarrow x = 1.43 \text{ m}$$

Pour $x = 0 \longrightarrow Tw = 0.879 \text{ t}$ et $x = 2.57 \text{ m} \longrightarrow Te = -0.699 \text{ t}$

MD-C(1.43) = 0.00018 t.m

Moment en travée C-B :

$$MC-B = (Q \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MC + (MB - MC) \cdot x/L$$

$$MC-B = (0.614 \cdot 3.2/2 \cdot x - 0.614/2 \cdot x^2) - 0.398 + (-0.505 + 0.398/3.2) \cdot x$$

$$MC-B = 0.949x - 0.307x^2 - 0.398$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.949 - 0.614x \longrightarrow x = 0.949/0.614 \longrightarrow x = 1.55 \text{ m}$$

Pour $x = 0 \longrightarrow Tw = 0.949 \text{ t}$ et $x = 3.2 \text{ m} \longrightarrow Te = -1.016 \text{ t}$

MC-B(1.55) = 0.335 t.m

Moment en travée B-A :

$$MB-A = (Q \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MB + (MA - MB) \cdot x/L$$

$$MB-C = (0.614 \cdot 3.15/2 \cdot x - 0.614/2 \cdot x^2) - 0.505 + (-0.152 + 0.505/3.15) \cdot x$$

$$MB-C = 1.079x - 0.307x^2 - 0.505$$

$$T(x)=M(x)/d(x) = 1.079 - 0.614 x \longrightarrow x = 1.079/0.614 \longrightarrow x = 1.75m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw=1.079t \text{ et } x= 3.15m \longrightarrow Te= -0.855t$$

$$\mathbf{MB-C(1.75)= 0.443t.m}$$

2-calcul à l'ELS :

$$Q_s = 0.444t/m^2$$

a-Moment en appuis :

$$MA = (-0.2) Mo = -0.2*0.444*3.15^2/8$$

$$MA = -0.110t.m$$

$$MB = -(Q_w*L'^3_w+Q_e*L'^3_e) / (8.5 (l'_w+l'_e))$$

$$MB = -0.444*(3.15^3+2.56^3)/(8.5(3.15+2.56))$$

$$MB = -0.472 t. m$$

$$MC = -(Q_w*L'^3_w+Q_e*L'^3_e) / (8.5 (l'_w+l'_e))$$

$$MC = -0.444(2.56^3+2.056^3)/(8.5 (2.56+2.056))$$

$$MC = -0.288 t. m$$

$$MD = -(Q_w*L'^3_w+Q_e*L'^3_e) / (8.5 (l'_w+l'_e))$$

$$MD = -0.444(2.056^3+3.384^3) / (8.5 (2.056 + 3.384))$$

$$\mathbf{MD = -0.455 t. m}$$

$$MF = -(Q_w*L'^3_w+Q_e*L'^3_e) / (8.5 (l'_w + l'_e))$$

$$MF = 0.444(3.384^3+3.384^3) / (8.5 (3.384+3.384))$$

$$\mathbf{MF = -0.598 t. m}$$

b-Moment en travées :

Moment en travée A-B :

$$MA-B = (Q*I*x/2 - Q*x^2/2) + MA + (MB - MA)*x/L$$

$$MA-B = (0.444*3.15/2*x - 0.444/2*x^2) - 0.110 + (-0.472+0.110/3.15)*x$$

$$M(x) = 0.584x - 0.222x^2 - 0.110$$

$$T(x)=(M(x)/dx = 0.584 - 0.444x \longrightarrow x = 0.584/0.444 \longrightarrow x = 1.32m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw = 0.584 t \text{ et } x = 3.15m \longrightarrow Te = -0.814 t$$

$$\mathbf{MA-B(1.32) = 0.274 t.m}$$

Moment en travée B-C :

$$MB-C = (Q*I*x/2 - Q*x^2/2) + MB + (MC - MB)*x/L$$

$$MB-C = (0.444*3.2/2*x - 0.444/2*x^2) - 0.472 + (-0.288 + 0.472/3.2)*x$$

$$MB-C = 0.768x - 0.222x^2 - 0.472$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.768 - 0.444x \longrightarrow x=0.768/0.444 \longrightarrow x = 1.73m$$

$$\text{Pour } x=0 Tw = 0.768t \text{ pour } x = 3.2m Te = -0.653 t$$

MB-C(1.73)= 0.192 t. m

Moment en travée C-D :

$$MC-D = (Q \cdot 1 \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MC + (MD - MC) \cdot x/L$$

$$MC-D = (0.444 \cdot 2.57/2 \cdot x - 0.444/2 \cdot x^2) - 0.288 + (-0.455 + 0.288/2.57) \cdot x$$

$$MC-D = 0.505x - 0.222x^2 - 0.288$$

$$T(x) = M(x) / d(x) = 0.505 - 0.444x \longrightarrow x = 0.505/0.444 \longrightarrow x = 1.14m$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow Tw = 0.505 \text{ t} \quad \text{et } x = 2.57m \longrightarrow Te = -0.636 \text{ t}$$

MC-D(1.14)= -0.00081t.m

Moment en travée D-F :

$$MD-F = (Q \cdot 1 \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MD + (MF - MD) \cdot x/L$$

$$MD-F = (0.444 \cdot 4.23/2 \cdot x - 0.444/2 \cdot x^2) - 0.455 + (-0.598 + 0.455/4.23) \cdot x$$

$$MD-F = 0.905x - 0.222x^2 - 0.455$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.905 - 0.444x \longrightarrow x = 0.905/0.444 \longrightarrow x = 2.04m$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow Tw = 0.905t \quad \text{et } x = 4.23m \longrightarrow Te = -0.973t$$

MD-F(2.04) = 0.467t.m

Moment en travée F-D :

$$MF-D = (Q \cdot 1 \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MF + (MD - MF) \cdot x/L$$

$$MF-D = (0.444 \cdot 4.23/2 \cdot x - 0.444/2 \cdot x^2) - 0.598 + (-0.455 + 0.598/4.23) \cdot x$$

$$MF-D = 0.973x - 0.222x^2 - 0.598$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.973 - 0.444x \longrightarrow x = 0.973/0.444 \longrightarrow x = 2.19m$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow Tw = 0.973t \quad \text{et } x = 4.23m \longrightarrow Te = -0.905t$$

MF-D(2.19)= 0.468t.m

Moment en travée D-C :

$$MD-C = (Q \cdot 1 \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MD + (MC - MD) \cdot x/L$$

$$MD-C = (0.444 \cdot 2.57/2 \cdot x - 0.444/2 \cdot x^2) - 0.455 + (-0.288 + 0.455/2.57) \cdot x$$

$$MD-C = 0.635x - 0.222x^2 - 0.455$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.635 - 0.444x \longrightarrow x = 0.635/0.444 \longrightarrow x = 1.43m$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Tw=0.635t \quad \text{et } x=2.57m \longrightarrow Te = -0.506t$$

MD-C(1.43)= -0.00091 t. m 1

Moment en travée C-B :

$$MC-B = (Q \cdot 1 \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + MC + (MB - MC) \cdot x/L$$

$$MC-B = (0.444 \cdot 3.2/2 \cdot x - 0.444/2 \cdot x^2) - 0.288 + (-0.472 + 0.288/3.2) \cdot x$$

$$MC-B = 0.653x - 0.222x^2 - 0.288$$

$$T(x) = M(x)/d(x) = 0.653 - 0.444x \longrightarrow x = 0.653/0.444 \longrightarrow x = 1.47m$$

Pour $x=0 \longrightarrow Tw = 0.653t$ et $x= 3.2m \longrightarrow Te= -0.768t$

MC-B(1.47)= 0.192t.m

Moment en travée B-A :

$$MB-A = (Q \cdot l \cdot x/2 - Q \cdot x^2/2) + M8 + (M9-M8) \cdot x/L$$

$$MB-A = (0.444 \cdot 3.15/2 \cdot x - 0.444/2 \cdot x^2) - 0.472 + (-0.110 + 0.472/3.15) \cdot x$$

$$MB-A = 0.814x - 0.222x^2 - 0.472$$

$$T(x)=M(x)/d(x) = 0.814 - 0.444 x \longrightarrow x = 0.814/0.444 \longrightarrow x= 1.83m$$

Pour $x=0 \longrightarrow Tw=0.814t$ et $x= 3.15m \longrightarrow Te= -0.585t$

MB-A(1.83)= 0.274t.m

➤ **Récapitulatifs des moments dans un tableau :**

✓ **Sur appuis :**

Unité (t.m)	ELU	ELS
MaA	-0.152	-0.110
MaB	-0.505	-0.472
MaC	-0.398	-0.288
MaD	-0.629	-0.455
MaF	-0.827	-0.598
MaD	-0.629	-0.455
MaC	-0.398	-0.288
MaB	-0.505	-0.472
MaA	-0.152	-0.110

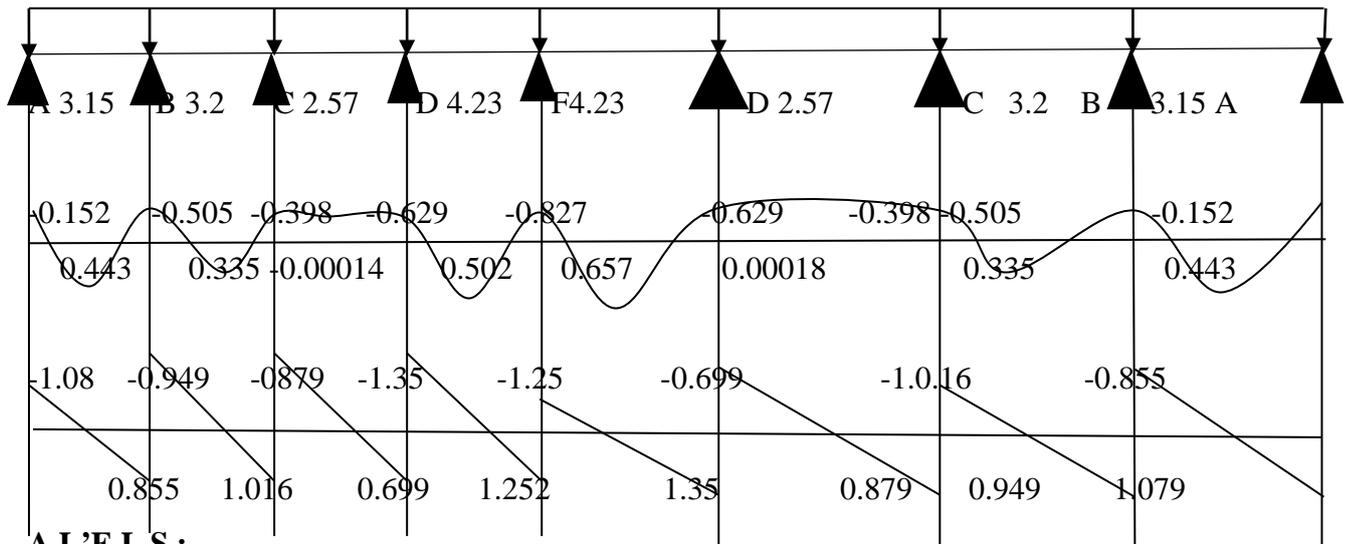
✓ **En travée :**

Unité	ELU	ELS
MA-B	0.443	0.274
MB-C	0.335	0.192
MC-D	-0.00014	-0.00081
MD-F	0.502	0.467
MF-D	0.657	0.468
MD-C	0.00018	-0.00091

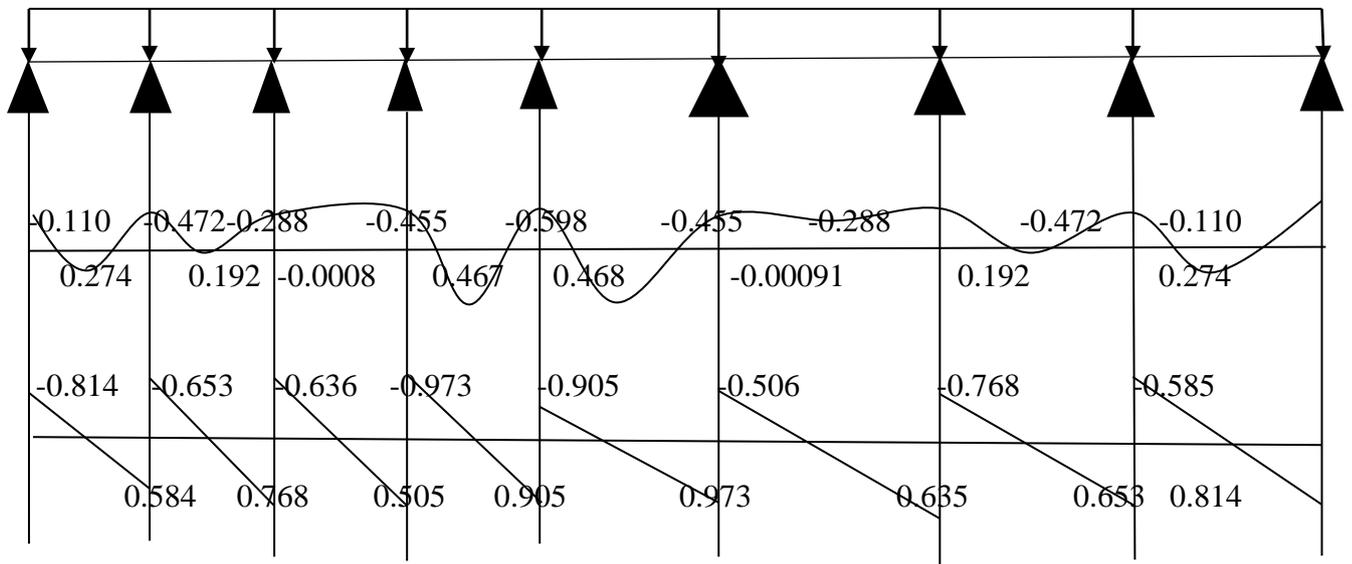
MC-B	0.335	0.192
MB-C	0.443	0.274

➤ **Diagrammes des moments et efforts tranchants**

✓ **AL'ELU :**



AL'ELS :



➤ **Condition de l'application de la méthode forfaitaire :**

✓ **Plancher à surcharge modérée :**

$Q \leq (\max (2 \cdot 534; 500 \text{kgf/m}^2)) \quad 150 \leq 1068 \text{kgf/m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

2- Toutes les travées ont le même moment d'inertieVérifiée.

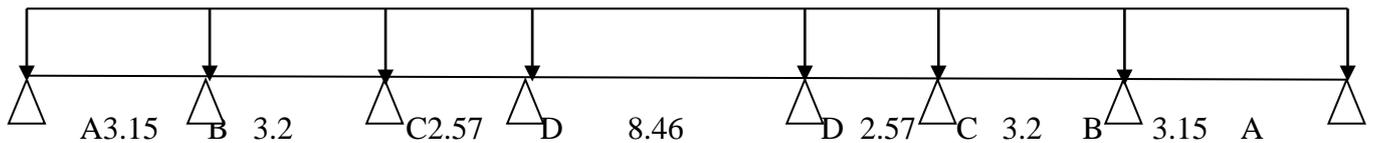
3- Fissuration préjudiciable vérifiée.

4- $l_i/l_{i+1} = 8.46/2.57 = 3.29$ ne pas compris entre 0.8 et 1.25non vérifiée.

Alors la quatrième condition n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot.

✓ **Méthode de Caquot :**

Type 6: 7 travées :



Sur appuis :

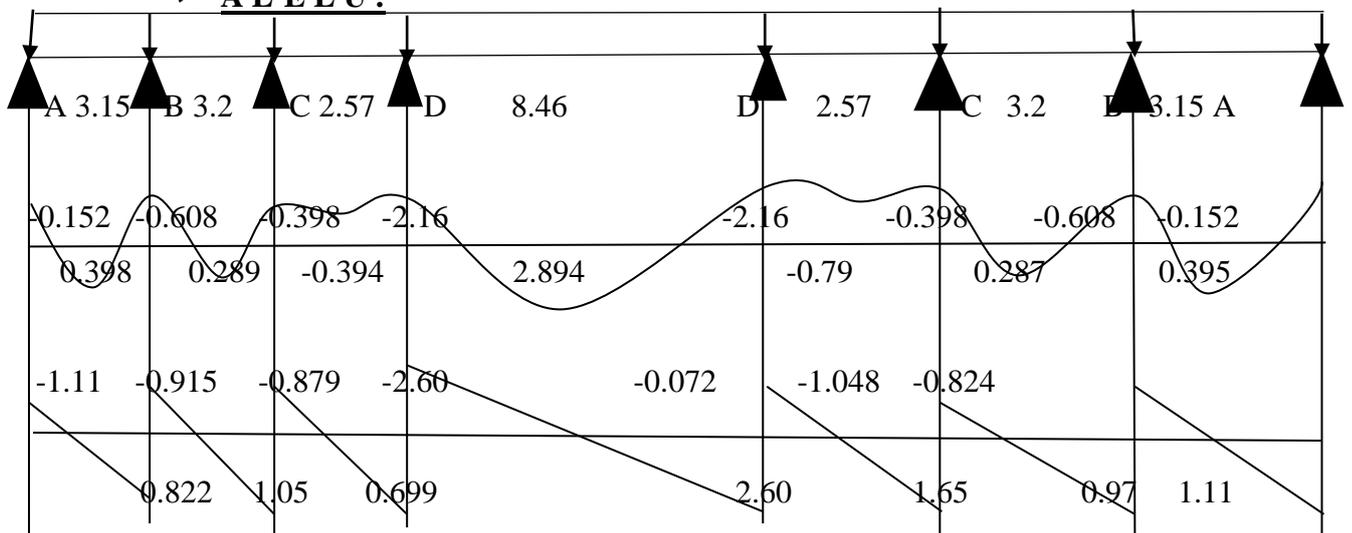
Unité (t. m)	ELU	ELS
MaA	-0.152	-0.110
MaB	-0.608	-0.472
MaC	-0.398	-0.288
MaD	-2.61	-1.887
MaD	-2.61	-1.887
MaC	-0.398	-0.288
MaB	-0.608	-0.472
MaA	-0.152	-0.110

✓ **En travée :**

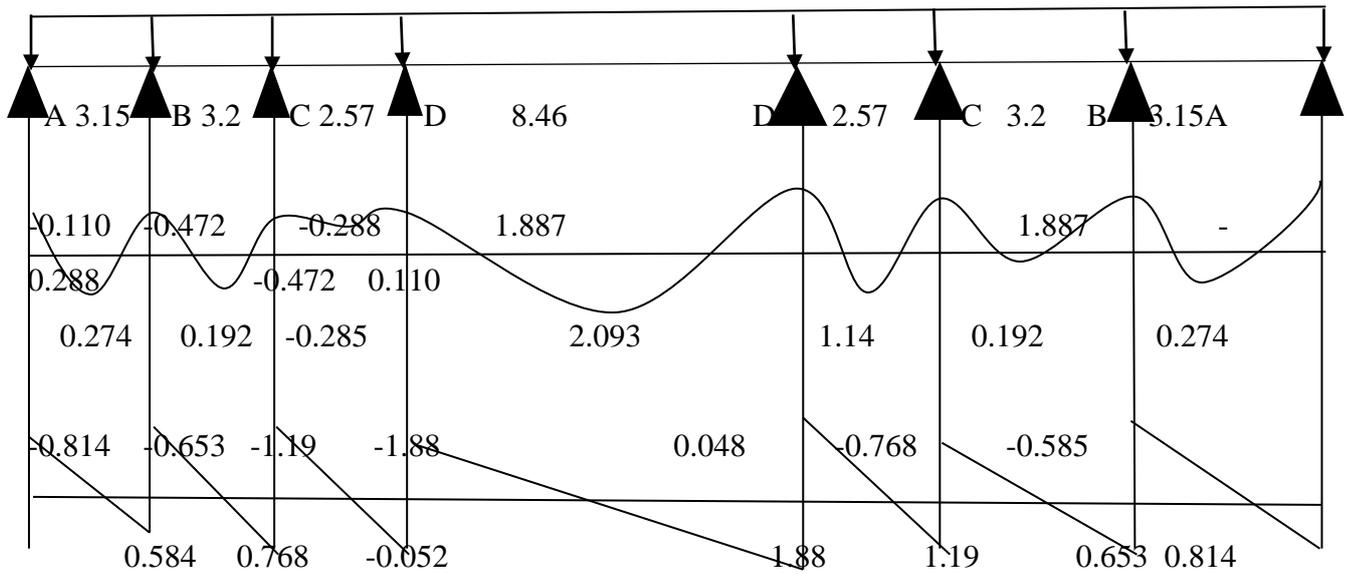
Unité	ELU	ELS
MA-B	0.398	0.274
MB-C	0.289	0.192
MC-D	-0.394	-0.285
MD-D	2.894	2.093
MD-C	-0.79	1.14
MC-B	0.287	0.192
MB-A	0.395	0.274

➤ **DIAGRAMME DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS :**

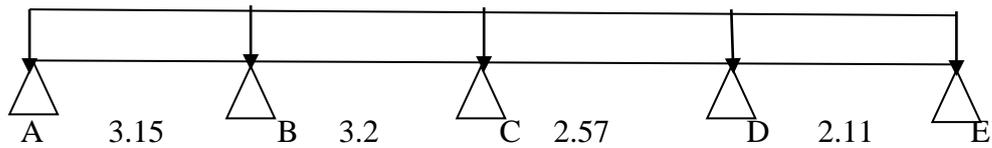
✓ **A L'ELU :**



✓ A L'ELS :



Type 7 : 4 travées :



➤ Récapitulatifs des moments dans un tableau :

En appui :

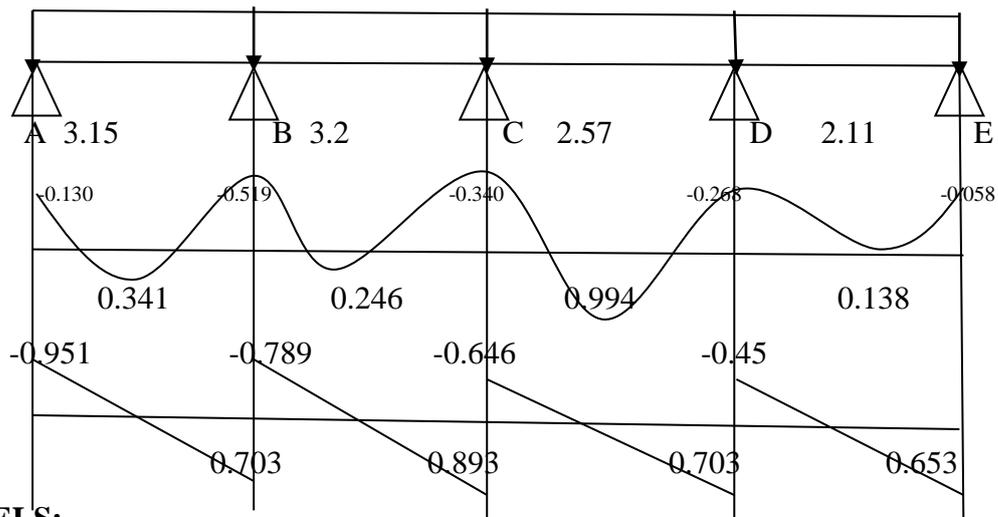
Unité (t. m)	ELU	ELS
MaA	-0.130	-0.094
MaB	-0.519	-0.374
MaC	-0.340	-0.245
MaD	-0.268	-0.193
MaE	-0.058	-0.042

En travée :

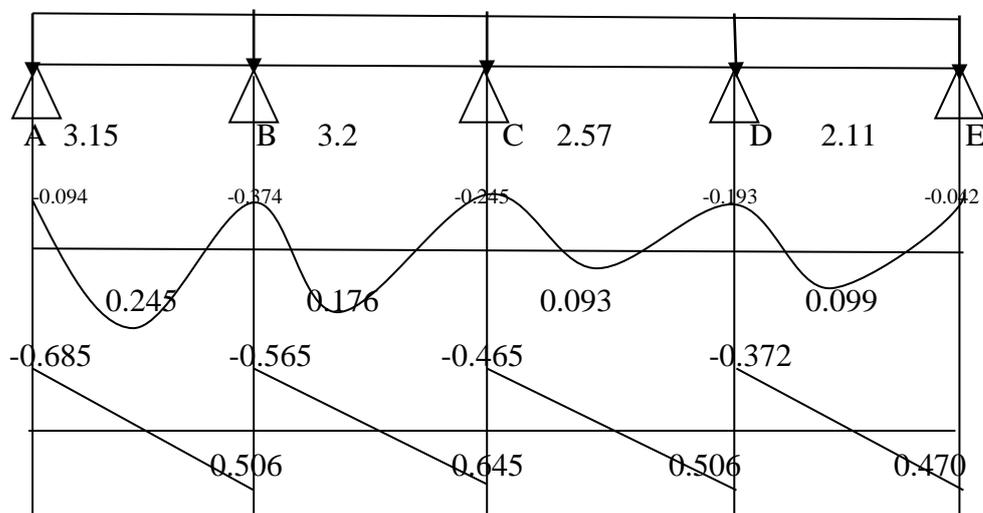
Unité (t .m)	ELU	ELS
MA-B	0.341	0.245
MB-C	0.246	0.176
MC-D	0.994	0.093
MD-E	0.138	0.099

➤ **DIAGRAMME DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS :**

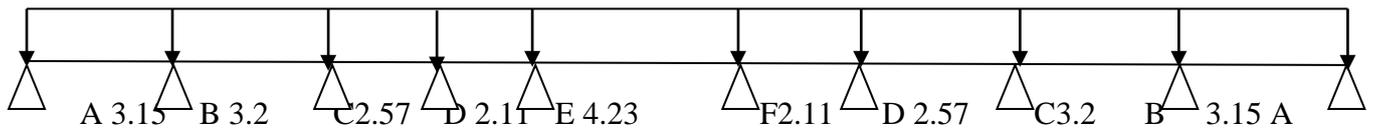
A- L'ELU:



B L'ELS:



Type 8: 9 travées



➤ **Récapitulatifs des moments dans un tableau :**

➤ **En Appui :**

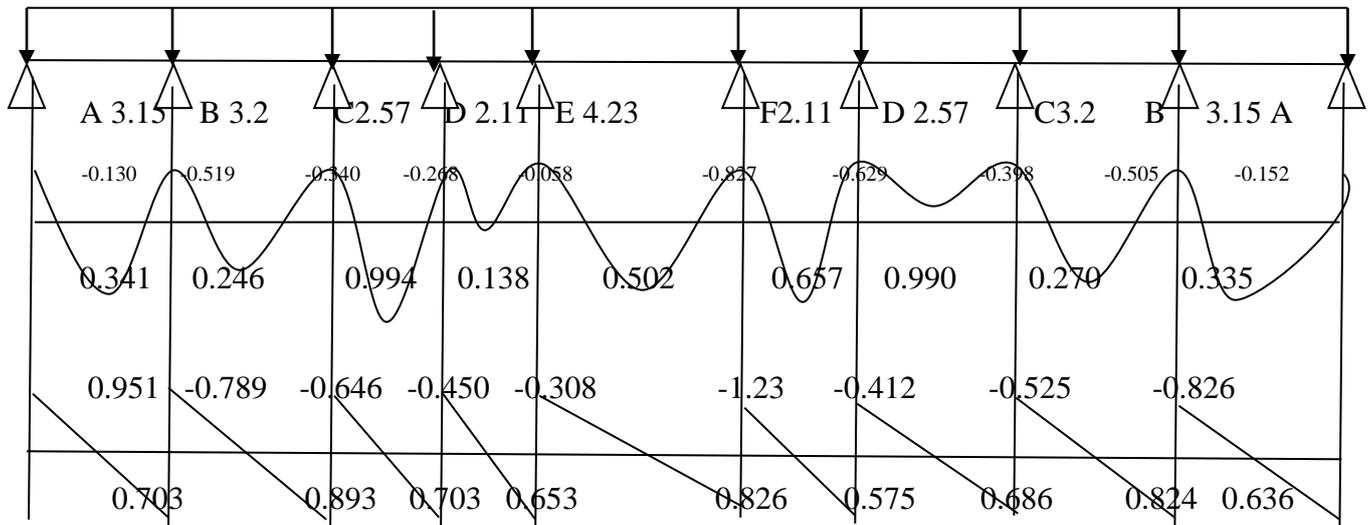
Unité (t. m)	E L U	E L S
MaA	-0.130	-0.094
MaB	-0.519	-0.374
MaC	-0.340	-0.245
MaD	-0.268	-0.193
MaE	-0.058	-0.042
MaF	-0.827	-0.598
MaD	-0.629	-0.455
MaC	-0.398	-0.288
MaB	-0.505	-0.472
MaA	-0.152	-0.110

En travée :

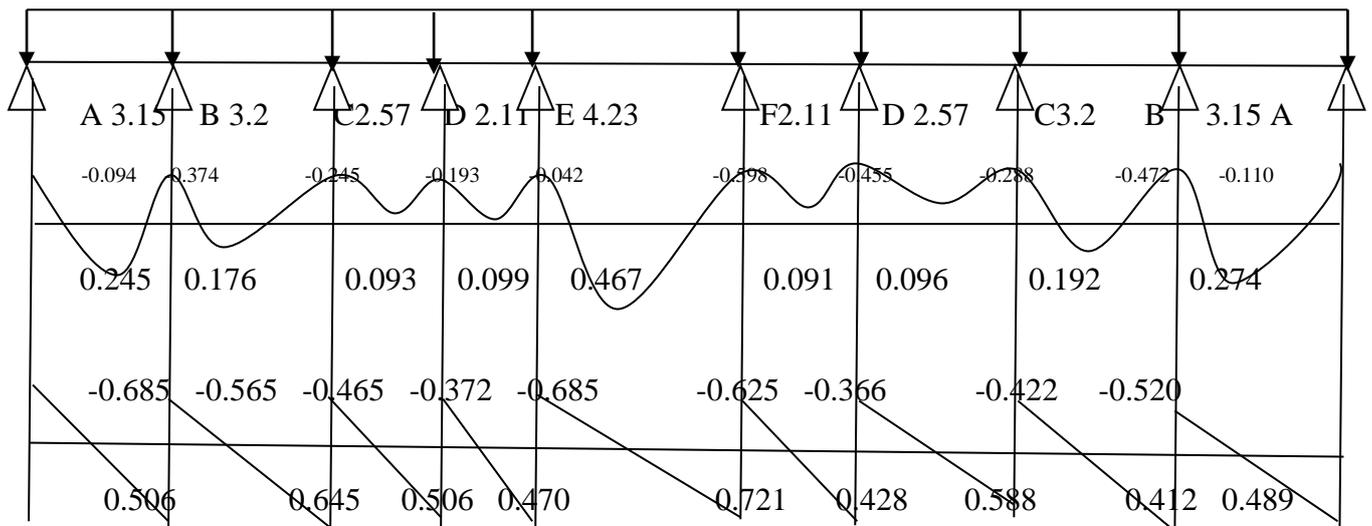
Unité (t. m)	E L U	E L S
MA-B	0.341	0.245
MB-C	0.246	0.176
MC-D	0.994	0.093
MD-E	0.138	0.099
ME-F	0.502	0.467
MF-D	0.657	0.091
MD-C	0.0990	0.096
MC-B	0.270	0.192
MB-A	0.335	0.274

➤ **DIAGRAMME DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS :**

A- L'ELU:



B-L'ELS:



➤ **Calcul de ferrailage :**

Pour toutes les files existantes dans les différents niveaux on a essayé d'homogénéiser le Ferrailage d'après l'état de chargement et le schéma, en considérant l'état donnant les sollicitations maximales (M, T).

A/PELU :

$f_{bc}=14.20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=65\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $C=C'=3\text{cm}$

$d=17\text{cm}$; $b_o=12\text{cm}$; $h_o=4\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; FeE400.

Moment max en travée : $M_{tu}= 2.894 \text{ t. m}$

Moment max sur appui : $M_{au}= -2.61 \text{ t. m}$

Effort max : $T_u= 2.60 \text{ t. m}$

a/En travée :

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

$$\sigma_{bu}=\frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$$MT_b=b h_o f_{bc} (d-h_o/2)$$

$$MT_b=0.65 \times 0.04 \times 1420(0.17-0.04/2)$$

$$MT_b=5.54 \text{ t.m} > M_{t\max}=2.46 \text{ t.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire

$$b x h=(0.65 \times 0.20) \text{ m}^2$$

On utilise les formules suivantes

$$M_{t \max} = 2.894 \text{ t.m}$$

$$\mu=M_{\max}/b.d^2. f_{bc} = 2.894 \times 10^5/65 \times 17^2 \times 142 \Rightarrow \mu=0.108 < \mu=0.392 \dots \text{Ok}$$

$$\alpha=1.25 (1-\sqrt{1-2\mu}) = 0.144$$

$$Z= d (1-0.4\alpha) = 17(1-0.4 \times 0.144) = 16.02 \text{ cm}$$

$$A_s=M_{at}/Z \sigma_s = 2.894 \times 10^5/16.02 \times 3480 \Rightarrow 5.19 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6HA14=9.24 cm²**

✓ **Condition de non fragilité:**

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{\min}=0.23.b.d.f_{te}/f_e = 0.23 \times 65 \times 17 \times 2.1/400 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b-Sur appuis :

Mt max = 2.61 t.m

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses des calculs (BAEL) le béton tendu est négligé. La nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension (0.12*0.20) m2.

$$\mu = M_{at} \max / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 2.61 \cdot 10^5 / 12 \cdot 17^2 \cdot 142 \Rightarrow \mu = 0.305 < \mu = 0.392 \dots \text{Ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.47$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4 \cdot 0.47) = 13.81 \text{cm}$$

$$A_s = M_{at} / Z \sigma_s = 2.61 \cdot 10^5 / 13.81 \cdot 3480 \Rightarrow 5.43 \text{cm}^2$$

On adopte: **8HA14 = 12.32cm²**

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{te} / f_e = 0.23 \cdot 12 \cdot 17 \cdot 2.1 / 400 = 0.246 \text{cm}^2$$

$A_s = 6.16 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.246 \text{cm}^2$ Condition vérifiée.

B/Vérification à L'E L S :

1-En travée :

Mt max = 2.093t.m

As = 9.24cm²

✓ **Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(65/2)x^2 - 15 \cdot 9.24(17-x) = 0 \Rightarrow 32.5x^2 + 138.6x - 2356.2 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 570.54 \Rightarrow X = -138.6 + 570.54/65 \Rightarrow X = 6.65 \text{cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 65(6.65)^3/3 + 15 \cdot 9.24 (17-6.65)^2$$

$$I = 21205.207 \text{cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I = 2.093 \cdot 10^5 \cdot 6.65 / 21205.207 \Rightarrow \sigma_b = 65.63 \text{kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 65.63 \text{kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj}$ Condition vérifiée.

✓ **Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 2.093 \cdot 10^5 \cdot (17-6.65) / 21205.207$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1532.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1532.35 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{a \text{ max ser}} = 1.887 \text{ t.m}$$

$$A_s = 12.32 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(12/2)x^2 - 15 \cdot 12.32(17-x) = 0 \Rightarrow 6x^2 + 184.8x - 3141.6 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 109549.44 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 330.982 \Rightarrow X = -184.8 + 330.982/12 \Rightarrow X = 12.18 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 12(12.18)^3/3 + 15 \cdot 12.32 (17-12.18)^2$$

$$I = 11521.076 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I = 1.887 \cdot 10^5 \cdot 12.18 / 11521.076 \Rightarrow \sigma_b = 226.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 109.49 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{cj} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 1.887 \cdot 10^5 \cdot (17-12.18) / 11521.076$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1184.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1184.18 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u \text{ max} = 1.88 \text{ t}$$

$$T_{adm} = T_u \text{ max} / b_o \cdot d = 1.88 \cdot 10^3 / 12 \cdot 170 = 0.922 \text{ kg/cm}^2 = 0.0922 \text{ MPa}$$

La fissuration préjudiciable:

$$T_{adm} = \min(0.2f_{ct28}/1.5 ; 5\text{MPa}) = \min(3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}).$$

D'où $T_u = 0.0922\text{MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **Diamètre :**

$$Q_t = \min(h/35 ; b_o/10) = \min(20/35 ; 12/10)$$

$$Q_t = \min(0.57 ; 1.2) = 0.57 \text{ mm}$$

Donc on adopte: $A_t=2\text{HA}8$ «1 cadre et 1 épingle ».

➤ **Espacement :**

$$\text{Selon BAEL99 : } S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(15.3 ; 40\text{cm})$$

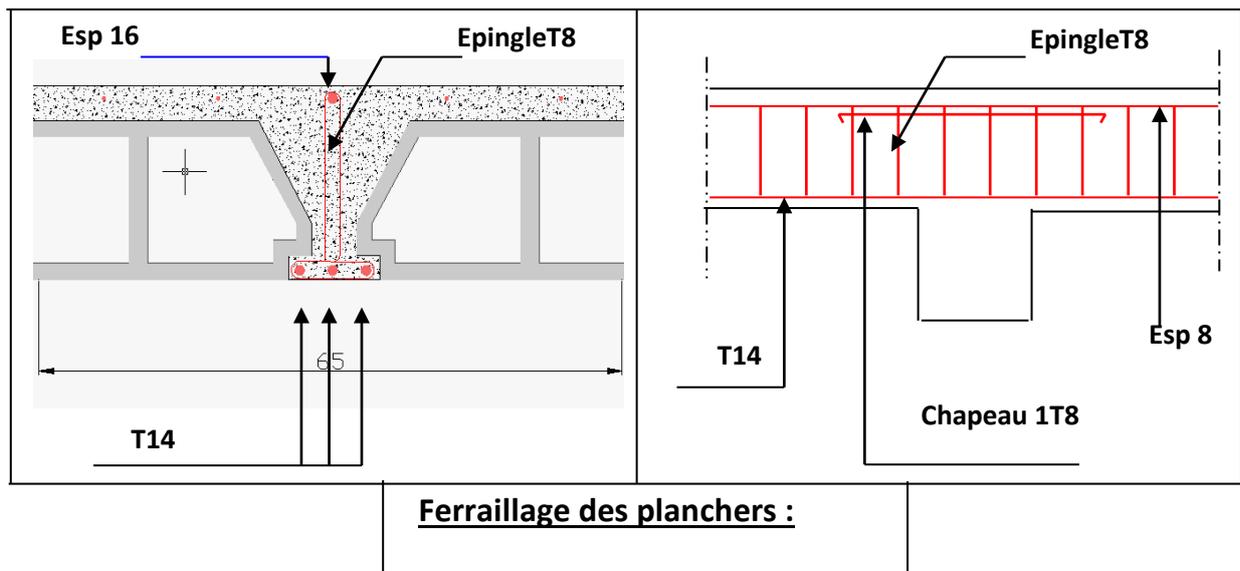
On adopte $S_t = 16\text{cm}$. Pour l'espacement des cadres en travée

Sur appuis: $S_t/2=8\text{cm}$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$L = 8.46\text{m} ; h=20\text{cm} ; M_o=1.887\text{t.m} ; M_t=2.093\text{t.m}$$

- $h/l \geq 1/22.5$ $2.36 \geq 0.044$ vérifiée.
- $h/l \geq M_{tser}/15 * M_o$ $2.36 \geq 0.073$ vérifiée.
- $A / b d \leq 3.6 / f_e$ $0.01 \leq 0.01$ vérifiée.



VI. Calcul des éléments secondaires

I-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.

A/ Etude d'escalier :

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.

I – Introduction :

➤ 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.

II-Pré-dimensionnement :

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

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

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

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

- D'après la relation de « *BLONDEL* » :

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

Dans notre cas nous avons :

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

Soit $g+2h \leq 66$ alors $g \leq 66-2h$

$$g \leq 66-2(17) \text{ d'où } g \leq 32$$

On prend : **$g=30\text{cm}$** donc $g+2h=64\text{cm}$ qui est :

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

-Nombre de contre marche et de marche :

$$N_{c.m} = H/2h \quad /H : \text{ hauteur libre}$$

d'étage

$$N_{c.m} = 3.06/2 \times 17 = \mathbf{9} \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = \mathbf{8} \text{ marches.}$$

. La longueur de la volée :

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = \mathbf{240 \text{ cm}}$$

. L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = h/g = 17/30 = 0.566$$

$$\alpha = \text{cotg} (0,566) = \mathbf{29.54^\circ} \quad \cos \alpha = 0.87^\circ$$

. L'épaisseur de la paillasse : est calculée suivant la condition

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

$$240/30 \leq e \leq 240/20$$

$$8 \text{ cm} \leq e \leq 12 \text{ cm}$$

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

III-Etude d'escalier type (ORTHOgonALE):

Dans ce type on a 2 types des paillasses:

1. Paillasse secondaire :

2. Paillasse principale :

➤ Paillasse secondaire :

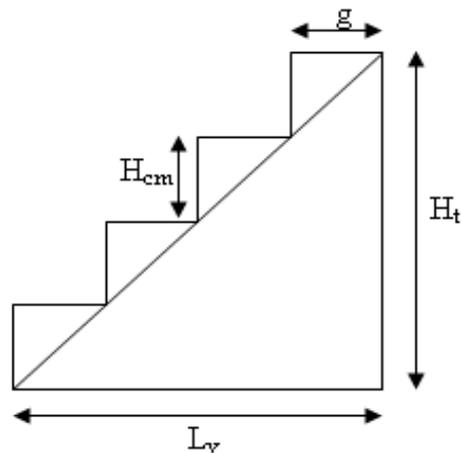
✓ Evaluation des charges :

$$G=0.800 \text{ t/m}^2$$

$$Q=0.250 \text{ t/m}^2$$

Palier :

$$G=0.529 \text{ t/m}^2 \quad Q=0.250 \text{ t/m}^2$$



✓ **Combinaison des charges de calcul :**

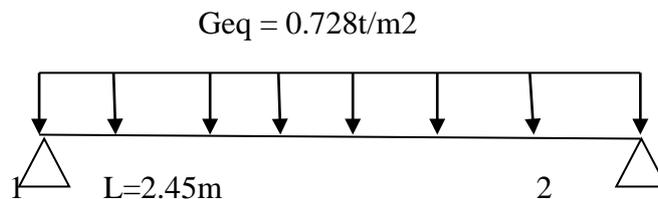
-ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$;

-ELS : $q_s = G + Q$

$G_{eq} = (G_1 \cdot L_1 + G_2 \cdot L_2) / (L_1 + L_2) = (0.529 \cdot 0.65 + 0.800 \cdot 1.8) / (0.65 + 1.8)$

$G_{eq} = 0.728 \text{ t/m}^2$

• **Schéma statique pour paillasse secondaire :**



✓ **Moment et effort tranchant : méthode forfaitaire**

Sous G :

$l_0 = 2.45 \text{ m}$ et $M_0 = q_u \cdot l_0^2 / 8 = 0.728 \cdot 2.45^2 / 8 = 0.546 \text{ t.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.8 \cdot M_0 = 0.437 \text{ t.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.4 \cdot M_0 = 0.218 \text{ t.m}$

Effort tranchant en appui : $T_a = q_u \cdot L / 2 = 0.892 \text{ t}$

Sous Q :

$l_0 = 2.45 \text{ m}$ et $M_0 = q_s \cdot l_0^2 / 8 = 0.250 \cdot 2.45^2 / 8 = 0.188 \text{ t.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.8 \cdot M_0 = 0.150 \text{ t.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.4 \cdot M_0 = 0.0750 \text{ t.m}$

Effort tranchant en appui : $T_a = q_u \cdot L / 2 = 0.306 \text{ t}$

Etat	$M_a \text{ (t.m)}$	$M_t \text{ (t.m)}$	$T \text{ (t)}$
L'ELU	0.406	0.815	1.663
L'ELS	0.293	0.587	1.198

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m sur une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$h_{\text{palier}} = h_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$; $d = h - 2 = 13$; $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$

✓ **Vérification à l'ELU :**

A -travée :

$M_t \text{ max} = 0.815 \text{ t.m}$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.815 \cdot 10^5 / 100 \cdot 13^2 \cdot 142 = 0.033$$

$\mu = 0.033 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{ok}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.043)] \Rightarrow Z = 12.77 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 0.81510^5 / 12.77 * 3480 = 1.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14cm²**.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$$A_{\min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

B- sur appuis :

$$M_{\max} = 0.406 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_{\max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.40610^5 / 100 * 13^2 * 142 = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.021)] \Rightarrow Z = 12.89 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 0.40610^5 / 12.89 * 3480 = 0.905 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA10 = 2.36cm²**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$$A_{\min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

A –En travée :

$$M_{\text{ser max}} = 0.587 \text{ t.m et } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \quad \text{avec ; } (A_s' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 * 3.14(13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 47.1x - 612.3 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 124678.41 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 353.098 \Rightarrow X = -47.1 + 353.098 / 100 \Rightarrow X = 3.05 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(3.05)^3/3 + 15 * 3.14 (13-3.05)^2$$

$$I = 5608.77 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I = 0.587 * 10^5 * 3.05 / 5608.77 \Rightarrow \sigma_b = 31.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 31.92 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{cj}$Condition vérifiée.

✓ **Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_{te}, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 0.587 \cdot 10^5 \cdot (13-3.05) / 5608.77$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1562.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1562.01 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \text{.....condition vérifiée.}$$

B-En appuis :

$$M_{tmaxser} = 0.293 \text{ t.m et } A_s = 2.26 \text{ cm}^2.$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \text{ avec ; } (A_s' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 \cdot 2.36 (13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 35.4x - 460.2 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 93293.16 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 305.439 \Rightarrow X = -39.4 + 305.439 / 100 \Rightarrow X = 2.7 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(2.64)^3/3 + 15 \cdot 2.26 (13-2.64)^2$$

$$I = 4411.686 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I = 0.293 \cdot 10^5 \cdot 2.7 / 4411.686 \Rightarrow \sigma_b = 17.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 17.93 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{cj}$Condition vérifiée.

✓ **Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_{te}, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 0.293 \cdot 10^5 \cdot (13-2.7) / 4411.68$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1026.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1026.11 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \text{.....condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Tu max = 1.663t

$T_{adm} = T_u \max / b \cdot d = 1.663 \cdot 10^3 / 100 \cdot 130 = 1.28 \text{ kg/cm}^2 = 0.128 \text{ MPa}$

La fissuration préjudiciable:

$T_{adm} = \min(0.2 f_{ct} / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$.

D'où $T_u = 0.12 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **Diamètre :**

$Q_t = \min(h/35 ; b_o/10) = \min(20/35 ; 100/10)$

$Q_t = \min(0.57 ; 10) = 0.57 \text{ mm}$

Donc on adopte: $A_t = 2 \text{ HA}8$ «1 cadre et 1 épingle ».

➤ **Espacement :**

Selon BAEL99 : $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(11.7 ; 40 \text{ cm})$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la flèche :**

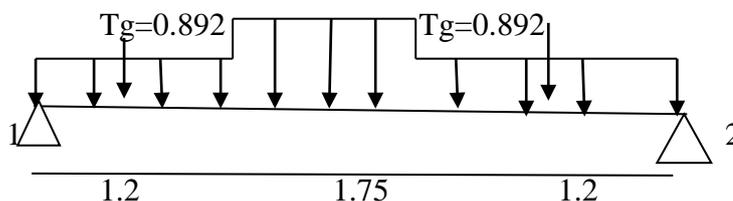
$L = 22.5 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; M_o = 0.734 \text{ t.m} ; M_t = 0.587 \text{ t.m}$

- $h/l \geq 1/22.5 \longrightarrow 0.666 \geq 0.044$ vérifiée.
- $h/l \geq M_{tser} / 15 \cdot M_o \longrightarrow 0.666 \geq 0.053$ vérifiée.
- $A / b d \leq 4.2 / f_e \cdot 0.0024 \leq 0.01 \longrightarrow$ vérifiée.

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

➤ **Paillasse principale :**

✓ **Schéma statique :**



$-\Sigma f/Y = R_a + R_b = 0.892 \cdot 2 + 0.529 \cdot 1.2 \cdot 2 + 0.800 \cdot 1.75$

$R_a + R_b = 4.4536 \text{ t}$

$-\Sigma M/A = -R_b \cdot 4.15 + 0.892 \cdot 3.55 + 0.529 \cdot 1.2 \cdot 3.55 + 0.800 \cdot 1.75 \cdot 1.8 + 0.892 \cdot 0.6 + 0.529 \cdot 1.2 \cdot 0.6$

$-R_b \cdot 4.15 = -8.85622 \implies R_b = 2.1340 \text{ t}$ et $R_a = 2.1340 \text{ t}$

✓ **Calcul des moments et efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 1.2 \text{ m} \longrightarrow M(x) = 2.134 * x - 0.529 * x^2 / 2 - 0.892 * x / 2$$

$$M(x) = -0.2645 * x^2 + 1.688x \quad \text{et} \quad T(x) = dM(x)/d(x) = -0.529x + 1.688$$

$$X = 0 \quad M(0) = 0t \quad \text{et} \quad T(0) = 1.688t$$

$$X = 1.2 \longrightarrow M(1.2) = 1.645t.m \longrightarrow T(1.2) = 1.053t$$

$$1.2 \leq x \leq 2.95$$

$$M(x) = 2.134x - 0.892 * (x - 0.6) - 0.529 * 1.2(x - 0.6) - 0.800 * (x - 1.2) * (x - 1.2/2)$$

$$M(x) = 1.567x - 0.400x^2 + 0.340 \quad \text{et} \quad T(x) = dM(x)/d(x) = -0.800x + 1.567$$

$$X = 1.2 \longrightarrow M(1.2) = 1.644t.m \longrightarrow T(1.2) = 0.607t$$

$$M(x) = 1.688x - 0.2645x^2 \longrightarrow x = 1.688 / 0.2645 \longrightarrow X = 3.19m$$

$$M(3.19)_{\text{max}} = 2.693t.m$$

✓ **Calcul des sollicitations**

Sous G :

$$M_o = = 2.693t.m$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 * M_o = 2.154t.m$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 * M_o = 1.077t.m$$

$$\text{Effort tranchant en appui : } T_a = q_u * L / 2 = 2.59t$$

Sous Q :

$$L_o = 4.15m \quad \text{et} \quad M_o = q_s * l_o^2 / 8 = 0.250 * 4.15^2 / 8 = 0.538t.m$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 * M_o = 0.430t.m$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 * M_o = -0.215t.m$$

$$\text{Effort tranchant en appui : } T_a = q_u * L / 2 = 0.519t$$

Etat	Ma (t.m)	Mt(t.m)	T (t)
L'ELU	-1.776	3.553	4.275
L'ELS	-1.292	2.584	3.11

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m sur une section rectangulaire (b*h).

$$H_{\text{palier}} = h_{\text{paillasse}} = 15\text{cm} ; d = h - 2 = 13 ; b = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

✓ **Vérification à l'ELU :**

A -travée :

$$M_t \text{ max} = 3.553t.m$$

$$\mu = M_u / b.d^2 . f_{bc} = 3.55310^5 / 100 * 13^2 * 142 = 0.148$$

$$\mu = 0.148 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.20$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.20)] \Rightarrow Z = 11.95 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 3.553 \cdot 10^5 / 11.95 \cdot 3480 = 8.54 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA14 = 9.24 cm²**.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 \quad A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

B- sur appuis :

$$M_{\max} = 1.776 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_{\max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1.776 \cdot 10^5 / 100 \cdot 13^2 \cdot 142 = 0.074$$

$$\mu = 0.074 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.09)] \Rightarrow Z = 12.49 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 1.776 \cdot 10^5 / 12.49 \cdot 3480 = 4.08 \text{ cm}^2$$

On adopte: **5HA14 = 7.70 cm²**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 \quad A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

A –En travée :

$$M_{\text{ser max}} = 2.584 \text{ t.m et } A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \quad \text{avec ;}(A_s' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 \cdot 9.24(13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 138.6x - 1801.1 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 379569.96 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 616.09 \Rightarrow X = -138.6 + 616.09 / 100 \Rightarrow X = 4.77 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(4.77)^3/3 + 15 \cdot 9.24 (13-4.77)^2$$

$$I = 13005.50 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I = 2.584 \cdot 10^5 \cdot 4.77 / 13005.50 \Rightarrow \sigma_b 94.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 94.77 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj}$Condition vérifiée.

✓ **Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3)f_e, 110\sqrt{\eta} * f_{tj} \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} * (d-x) / I = 15 * 2.584 * 10^5 * (13-4.77) / 13005.50$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2452 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B-En appuis :

$M_{tmaxser} = 1.292 \text{ t.m}$ et $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$.

• **Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table.

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \text{ avec ; } (A_s' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 * 7.70 (13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 115.5x - 1501.1 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 313640.25 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 560.035 \Rightarrow X = -115.5 + 560.035 / 100 \Rightarrow X = 4.44 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(4.44)^3/3 + 15 * 7.70 (13-4.44)^2$$

$$I = 11391.292 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

✓ **Condition dans le béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I = 1.292 * 10^5 * 4.44 / 11391.292 \Rightarrow \sigma_b = 50.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 50.36 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj}$Condition vérifiée.

✓ **Condition dans les aciers :**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3)f_e, 110\sqrt{\eta} * f_{tj} \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} * (d-x) / I = 15 * 1.292 * 10^5 * (13-4.44) / 11393.292$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1456.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1456.05 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Tu max = 4.275t

$T_{adm} = T_{u \max} / b * d = 4.275 * 10^3 / 100 * 130 = 0.328 \text{ kg/cm}^2 = 0.032 \text{ MPa}$

La fissuration préjudiciable:

$T_{adm} = \min(0.2 f_{ct} / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$.

D'où $T_u = 0.032 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **Diamètre :**

$Q_t = \min(h/35 ; b_0/10) = \min(20/35 ; 100/10)$

$Q_t = \min(0.57 ; 10) = 0.57 \text{ mm}$

Donc on adopte: $A_t = 2 \text{ HA}8$ «1 cadre et 1 épingle ».

➤ **Espacement :**

Selon BAEL99 : $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(7.8 ; 40 \text{ cm})$

On adopte $S_t = 7 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la flèche :**

$L = 360 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; M_o = 2.693 \text{ t.m} ; M_t = 3.553 \text{ t.m}$

- $h/l \geq 1/22.5 \longrightarrow 0.04 \geq 0.04$ vérifiée.
- $h/l \geq M_{tser} / 15 * M_o \longrightarrow 0.04 \geq 0.087$ non vérifiée.
- $A / b d \leq 4.2 / f_e \longrightarrow 0.005 \leq 0.01$ vérifiée.

La 2 eme condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche :**

D'après le BAEL 91 la flèche totale est : $\Delta f_t = f_v - f_i$

La flèche admissible est :

$f = L(m) / 500$ si $L < 5 \text{ m}$

$f = 0.5 + L(m) / 1000$ si $L > 5 \text{ m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène: $I_o = b h^3 / 12 + 15 A_s (h/2 - d)^2$

• **Moment d'inertie fictive :**

$I_o = b h^3 / 12 + 15 A_s (h/2 - d)^2 = 100 * 15^3 / 12 + 15 * 7.70 (15/2 - 13)^2$

$I_o = 31618.875 \text{ cm}^4$

$\rho = A_s / b_0 * d = 7.70 / 100 * 13 = 0.0059$ donc $\rho_1 = 100$ et $\rho = 0.59 \Rightarrow \beta = 0.9$

$\sigma_s = M_{ser} / \beta * d * A = 2.584 * 105 / 0.9 * 13 * 7.70 = 2868.24 \text{ kg/cm}^2$.

$\Lambda_i = 0.05 * f_{i28} / \rho (2 + 3 b_0 / b) = 0.05 * 2.1 / 0.0059 (2 + 3 * 100 / 100) \Rightarrow \Lambda_i = 3.55$

$\Lambda_v = 2/5 \Lambda_i = 2/5 (3.55) \Rightarrow \Lambda_v = 1.42$

- **Module de déformation :**

$$E_i = 11000 \cdot (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot (f_{c28})^{1/3} = 10818.866 \text{ MPa}$$

$$M_f = 1 - 1.75 \cdot f_{i28} / (4 \cdot \rho \cdot \sigma_s) + f_{i28} = 1 - 1.75 \cdot 2.1 / (4 \cdot 0.0059 \cdot 2868.24) + 2.1$$

$$\Rightarrow \mu = 0.936$$

$$/f_i/ = 31618.875 + 3.55 \cdot 0.936 = 8045.88$$

$$/f_v/ = 31618.875 / 1 + 1.42 \cdot 0.936 = 14933.00$$

$$f_i = 213400 \cdot 360 / 10 \cdot 32164.2 \cdot 8045.88 = 0.0296$$

$$f_v = 213400 \cdot 360 / 10 \cdot 10818.866 \cdot 14933.00 = 0.047$$

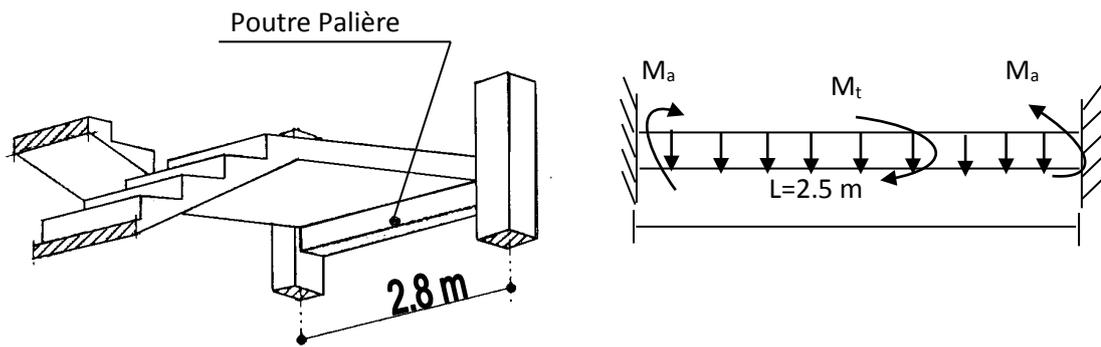
$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0.017 < 360 / 500 = 0.72 \text{vérifier}$$

➤ **Poutre palière :**

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.



✓ **Pré-dimensionnement :**

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

Selon le CBA 93

$L = 415 \text{ cm}$; et on a :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 27 \leq h \leq 41 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$-0.3h \leq b \leq 0.5h \quad \rightarrow \quad 10.5 \leq b \leq 17.5 \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Selon RPA:

1- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots$ Condition vérifiée.

2- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots$ Condition vérifiée.

3- $h/b \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.33 < 4 \text{ cm} \dots$ Condition vérifiée.

✓ **Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre = $0.40 \cdot 0.30 \cdot 25 = 0.3 \text{ tf/ml}$ et $G = 2.208 \text{ tf/ml}$

Mur = 0.948 tf/ml et l'effort tranchant sous G venant de volée = 0.96 tf/ml

✓ **Moment et effort tranchants : méthode forfaitaire**

Sous G :

$$L_o = 4.15 \text{ m} \quad \text{et} \quad M_o = q_u \cdot l_o^2 / 8 = 2.208 \cdot 4.15^2 / 8 = 4.75 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.8 \cdot M_o = 3.80 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 \cdot M_o = 1.90 \text{ t.m}$$

Effort tranchant en appui : $T_a = q_u \cdot L/2 = 4.58t$

Sous Q :

$L_o = 4.15m$; $T_q = 0.300t$ et $M_o = q_s \cdot l_o^2/8 = 0.300 \cdot 4.15^2/8 = 0.646t.m$

Moment en travée : $M_t = 0.8 \cdot M_o = 0.516t.m$

Moment sur appui : $M_a = 0.4 \cdot M_o = -0.258t.m$

Effort tranchant en appui : $T_a = q_u \cdot L/2 = 0.623t$

Etat	Ma (t.m)	Mt(t.m)	T (t)
L'ELU	-2.95	5.90	7.12
L'ELS	-2.16	4.32	5.20

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m sur une section rectangulaire ($b \cdot h$).

Hpalier=h paillasse = 15cm ; $d = h-2 = 38$; $b=1m = 30m$

✓ **Vérification à l'ELU :**

A -travée :

$M_t \max = 5.90t.m$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 5.90 \cdot 10^5 / 30 \cdot 38^2 \cdot 142 = 0.096$$

$\mu = 0.096 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots ok$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 38[1 - 0.4(0.13)] \Rightarrow Z = 36.08cm.$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 5.90 \cdot 10^5 / 36.08 \cdot 3480 = 4.69 cm^2$$

On adopte : **5HA12 = 5.65cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot 2.1 / 400 = 1.37cm^2 \quad A_s = 5.65cm^2 > A_{min} = 1.37cm^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B- sur appuis :

Mamax = 2.95t.m

$$\mu = M_{amax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 2.95 \cdot 10^5 / 30 \cdot 38^2 \cdot 142 = 0.048$$

$\mu = 0.048 < \mu = 0.392 \dots \dots \dots ok$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 38[1 - 0.4(0.06)] \Rightarrow Z = 37.06cm.$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 2.95 \cdot 10^5 / 37.06 \cdot 3480 = 2.29 cm^2$$

On adopte: $5HA12 = 5.65\text{cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot 2.1 / 400 = 1.37\text{cm}^2 \quad A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.37\text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification à l'ELS :**

A –En travée :

$$M_{\text{tser max}} = 4.32\text{t.m} \text{ et } A_s = 5.65\text{cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \text{ avec ;}(A_s'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(30/2)x^2 - 15 \cdot 5.65(38-x) = 0 \Rightarrow 15x^2 + 84.75x - 3220.5 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 200412.56 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 447.67 \Rightarrow X = -84.75 + 447.67 / 30 \Rightarrow X = 12.09\text{cm}$$

- ✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/3 + 15A_s(d-x)^2 = 30(12.09)^3/3 + 15 \cdot 5.65(38-12.09)^2$$

$$I = 74566.78 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

1-Condition dans le béton :

$$\sigma_b = M_{\text{ts}} \cdot x / I = 4.32 \cdot 10^5 \cdot 12.09 / 74566.78 \Rightarrow \sigma_b = 70.04\text{kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150\text{kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 70.04\text{kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2-Condition dans les aciers :

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202\text{MPa} = 2020\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_{\text{ts}} \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 4.32 \cdot 10^5 \cdot (38-12.09) / 74566.78$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2251.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2251.63\text{kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020\text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B-En appuis :

$$M_{\text{tmaxser}} = 2.16\text{t.m} \text{ et } A_s = 5.65\text{cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre :**

L'axe neutre tombe dans la table.

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \text{ avec ;}(A_s'=0) \Rightarrow bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(30/2)x^2 - 15 \cdot 5.65(38-x) = 0 \Rightarrow 15x^2 + 84.75x - 3220.5 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 200412.56 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 447.67 \Rightarrow X = -84.75 + 447.67 / 30 \Rightarrow X = 12.09 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 30(12.09)^3/3 + 15 \cdot 5.65 (38-12.09)^2$$

$$I = 74566.78 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul et vérification des contraintes:**

1-Condition dans le béton :

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I = 2.16 \cdot 10^5 \cdot 12.09 / 74566.78 \Rightarrow \sigma_b = 35.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 35.02 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{cj} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2-Condition dans les aciers :

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 2.16 \cdot 10^5 \cdot (38-12.09) / 74566.78$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1125.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1125.82 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u \text{ max} = 7.12 \text{ t}$$

$$T_{adm} = T_u \text{ max} / b \cdot d = 7.12 \cdot 10^3 / 30 \cdot 380 = 0.625 \text{ kg/cm}^2 = 0.0625 \text{ MPa}$$

La fissuration préjudiciable:

$$T_{adm} = \min (0.2 f_c 28 / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}).$$

$$D'où T_u = 0.0625 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$L = 415 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; M_o = 4.75 \text{ t.m} ; M_t = 5.90 \text{ t.m}$$

$$\bullet \quad h/l \geq 1/22.5 \quad \longrightarrow \quad 0.10 \geq 0.04 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\bullet \quad h/l \geq M_{tser} / 15 \cdot M_o \quad \longrightarrow \quad 0.10 \geq 0.083 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\bullet \quad A / b d \leq 4.2 / f_e \quad \longrightarrow \quad 0.005 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

✓ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm} \text{ et } \Omega = 20 \cdot 30 = 600 \text{ cm}$$

$$M_{tors} = M_t \cdot L/2 = 5.90 \cdot 4.15/2 = 12.24 \text{ t.m}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{uf}^2 + T_u \leq T^2$$

$$T_u = 0.712t_f$$

$$T = \min(0.15 \cdot f_e / 1.15 ; 4 \text{ MPa}) = 2.49 \text{ MPa}$$

$$T_{uf} = 122.4 \cdot 100 / 2 \cdot 600 \cdot 5 = 2.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.712^2 + 0.204^2 \leq 2.49^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

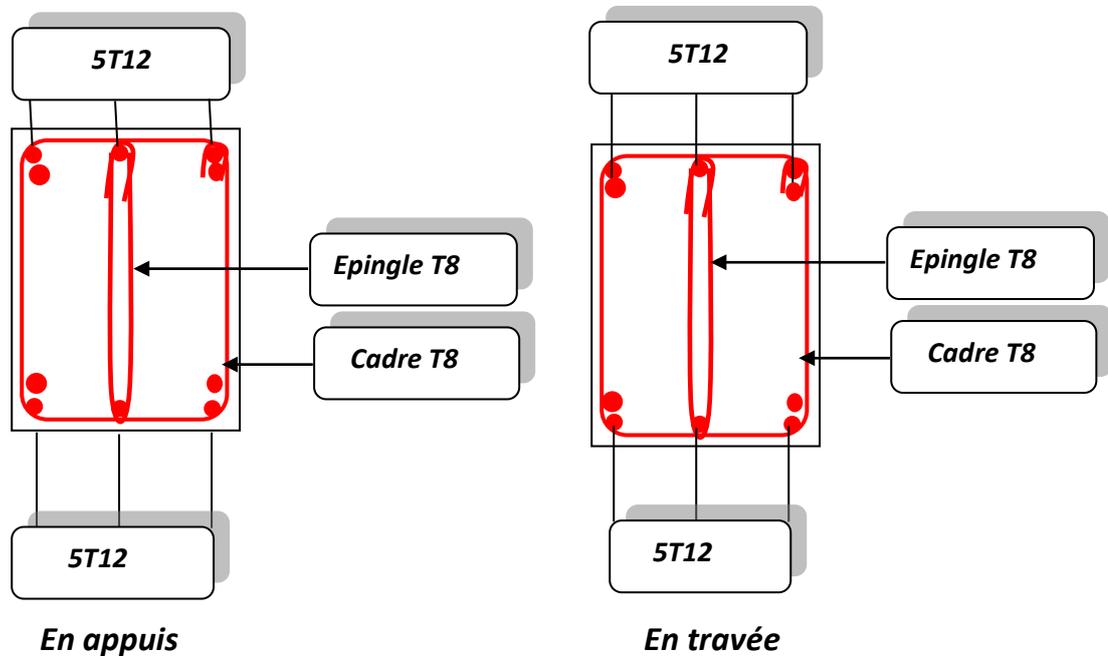
❖ **Ferraillage :**

$$A_I = M_{tors} \cdot \rho_p / 2 \cdot \Omega \cdot f_e / \sigma_s = 1224 \cdot 10^2 \cdot 100 / 2 \cdot 600 \cdot 3480 = 2.93 \text{ cm}^2$$

$A_{totale} = A_{flex} + A_{tors} = 2.93 + 5.65 = 8.58$. On adopte: 5HA14 = 7.70 cm² en travée et sur appuis.

Poutre paliere (30x40) cm²

En travée: 5T12 Sur Appui : 5T12



➤ **Palier :**

Dalle appuyé sur trois cotés

$$P = l_x / l_y = 1.2 / 4.15 = 0.28 < 0.4$$

Dalle portant dans un seul sens.

(Comme console)

1.2m

4.15m



✓ **Combinaison des charges :**

❖ **A L'ELU :**

$$Q_u = (1.35(G) + 1.5(Q)) = (1.35 * 0.529 + 1.5 * 0.250)$$

$$Q_u = 1.089 \text{ t/m}^2$$

❖ **A L'ELS :**

$$Q_s = (G + Q) = (0.529 + 0.250)$$

$$Q_s = 0.779 \text{ t/m}^2$$

• **Calcul des moments :**

1-calcul à l'ELU : $Q_u = 1.089 \text{ t/m}^2$

D'après la table de bres, des valeurs les plus défavorables inspirées (les moments sur appuis et en travée suivant le sens x et le sens y) sont :

	Sur appuis	En travées
Sens-x	0.614	0.2395
Sens-y	0.924	0.615

A-Sur appuis :

Sens	μ	α	Z	A'S	AS	Amin
Sens-x	0.025	0.031	12.83	0	1.37	1.57
Sens-y	0.038	0.049	12.74	0	2.08	1.57

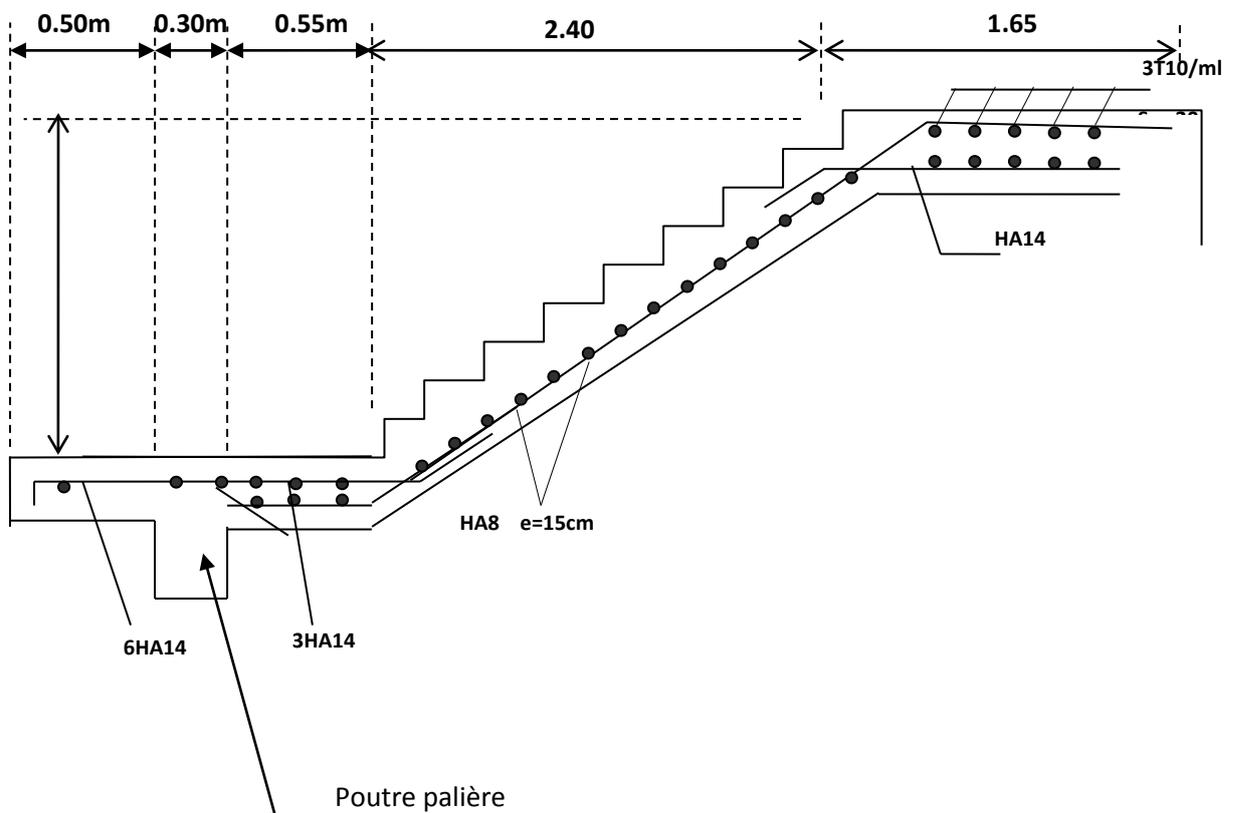
On adopte 6HA12 = 3.39 cm^2 sens x et y.

B-En travée :

Sens	μ	α	Z	A'S	AS	Amin
Sens-x	0.025	0.031	12.83	0	0.53	1.57
Sens-y	0.038	0.049	12.74	0	1.37	1.57

On adopte : 6HA12= 3.39cm² sens x et sens y.

Schémas de Ferrailage d'escalier :

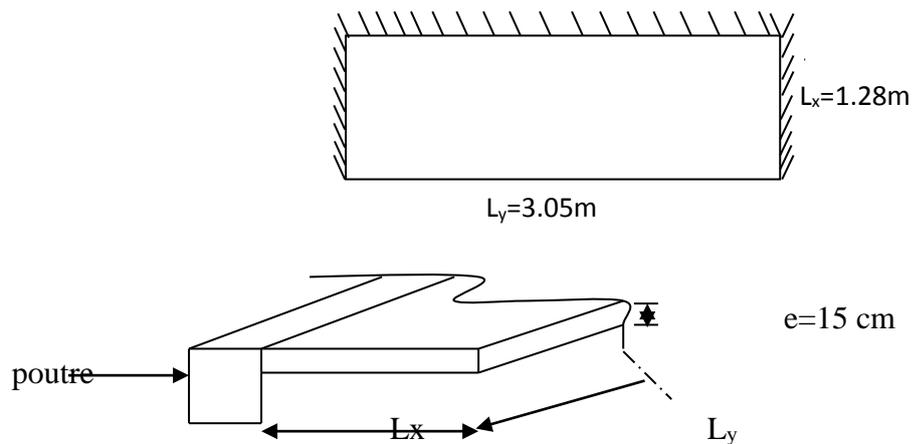


V-Etude de balcon (dalle pleine) :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme qui se dégage du mur d'un édifice.

Il est dans la plus part des cas à l'extérieur de l'édifice. Il peut ce pendant être à l'intérieur de l'édifice dans une grande pièce (salle de spectacle) ou encore se situer dans une cour fermée et peut ne pas communiquer directement avec une pièce.

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois cotes pour le calcul, on a fait un calcul automatique à l'aide des «*table de barres* ».



➤ **Calcul de balcon :**

✓ **Evaluation des charges :**

$G1 = 0.454Tf/m^2$ du balcon

$G2 = 0.381Tf/m^2$ du mur extérieur

$Q = 0.350Tf/m^2$

$P = Lx/Ly = 1.28/3.05 = 0.42 > 0.4$ la dalle porte sur trois côtés et travaille dans deux sens(x,y).

✓ **Combinaison des charges :**

ELU : $qu = 1.35(G1+G2) + 1.5(Q) \longrightarrow qu = 1.65Tf/ml$

ELS : $qs = (G1+G2) + Q \longrightarrow qs = 1.185Tf/ml$

✓ **Calcul des moments en appuis et en travée (avec la table de Bares) :**

❖ **A l'ELU :**

• **Sens x :**

Moment en appuis : $Max = -0.0621(1.65 \times 3.05) = -0.31Tf.ml$

Moment en travée : $Mtx = 0.0247(1.65 \times 3.05^2) = 0.38Tf.ml$

• **Sens y :**

Moment en appuis : $May = -0.0870(1.65 \times 1.28^2) = -0.24Tf.ml$

Moment en travée : $M_{ty} = 0.0992(1.65 \times 1.28^2) = 0.27Tf.ml$

❖ **A l'ELS :**

• **Sens x :**

Moment en appuis : $Max = -0.0625(1.185 \times 3.05^2) = 0.69Tf/ml$

Moment en travée : $M_{tx} = 0.0339(1.185 \times 3.05^2) = 0.37Tf/ml$

• **Sens y :**

Moment en appuis : $May = -0.0850 (1.185 \times 1.28^2) = -0.16Tf.ml$

Moment en travée : $M_{ty} = 0.1072 (1.185 \times 1.28^2) = 0.20Tf.ml$

✓ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le bacon est exposé aux intempéries telles que : variation de température, l'eau, neige, etc.... Le calcul s'effectuera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

On a : $b=100cm$ et $h=15cm$;

$C=2cm$ et $d=13cm$;

$F_{bc} = 142kgf/cm^2$.

• **Sens x :**

$M_{ua\ max} = 0.31Tf.m$

$$\mu = M_{amax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.31^5 / 100 \cdot 13^2 \cdot 142 = 0.0129$$

$\mu = 0.0129 < \mu_R = 0.392$, pas d'acier comprimé ($A's=0$).

$\mu < \mu_c = 0.186$ on est dans le domaine 1, $\epsilon_s = 10$, $\sigma_s = 348MPa$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.016)] \Rightarrow Z = 12.92cm.$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 0.3110^5 / 12.92 \cdot 3480 = 0.69 cm^2$$

On adopte: **4HA12 = 4.52cm²**

Avec l'espacement : $St = 100/5 = 20cm$.

• **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1 / 400 = 1.57cm^2$ donc $A_s > A_{min}$condition vérifiée.

• **Sens y :**

$M_{uamax} = 0.24Tf.m$

$$\mu = M_{amax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.2410^5 / 100 \cdot 13^2 \cdot 142 = 0.010$$

$\mu = 0.010 < \mu = 0.392$ pas d'acier comprimé ($A's=0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13[1 - 0.4(0.013)] \Rightarrow Z = 12.93 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 0.2410^5 / 12.93 * 3480 = 0.53 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA12 = 4.52cm²** avec l'espacement $St = 100/5 = 20 \text{ cm.}$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$$A_{\min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

$$M_{\text{ser max}} = 0.69 \text{ t.m et } A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15A_s'(x-c') - 15A_s(d-x) = 0 \quad \text{avec ; } (A_s' = 0) \Rightarrow bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(100/2)x^2 - 15 * 4.52(13-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 67.8x - 881.4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 180876.84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 425.29 \Rightarrow X = -67.8 + 425.29 / 100 \Rightarrow X = 3.57 \text{ cm}$$

- ✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = bx^3/12 + 15A_s(d-x)^2 = 100(3.57)^3/12 + 15 * 4.52(13-3.57)^2$$

$$I = 7545.75 \text{ cm}^2$$

- ❖ **vérification des contraintes à l'ELS :**

-la contrainte maximale du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc\text{max}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} = 150 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$K = M_s / I = (0.6910^5) / 7545.75 \quad k = 9.14 \text{ kgf/cm}^3$$

$$\tau_{bc} = KX = 9.14 \text{ kgf/cm}^3 \times 3.57 \text{ cm} = 32.64 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{bc\text{max}} = 150 \text{ kgf/cm}^2.$$

-la contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = KX(d-x) = 307.84 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{s\text{max}} = 2020 \text{ kgf/cm}^2.$$

- ❖ **Verification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier: $\tau_u < \tau_u'$

Les réactions R sous G et sous Q :

$$R_G = ql = 0.835 * 3.05 \quad (\text{avec } q = G1 + G2 \text{ et } l = 3.05 \text{ m dans le sens de flexion}).$$

$$D'où $R_G = 2.55 \text{ Tf.}$$$

$$R_Q = 0.350 * 3.05 = 1.068 \text{ Tf.}$$

En combinant à l'ELU, on obtient : $R_u = 1.35R_G + 1.5R_Q = V_u = 5.045 \text{ Tf.}$

$$\tau_u = V_u / b * d = 5.04510^3 / (100 * 13) = 3.88 \text{ Tf/cm}^2$$

$$\tau_u' = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa} = 37.5 \text{ Tf/cm}^2$$

$\tau_u < \tau_u'$: la condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

❖ **Armature de répartition :**

$A_r = A_s/4 = 1.13\text{cm}^2$ alors on adopte $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ espacées de $St=25\text{cm}$.

✓ **Vérification au séisme :**

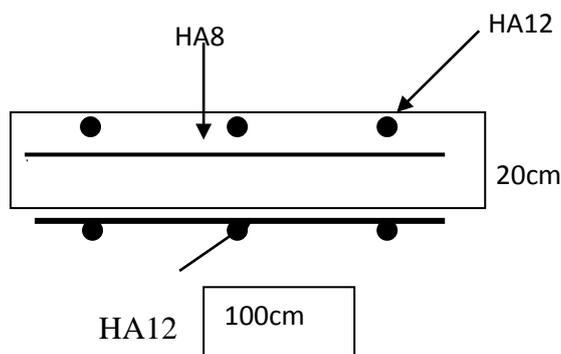
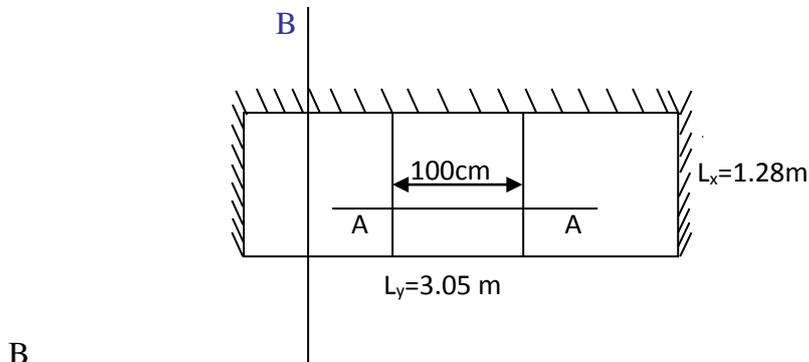
D'après le RPA99/version 2003 art 6.2.3 les éléments en console doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $F_p=4 \times A \times C_p \times W_pA$: coefficient d'accélération donnée par le tableau 4.1 du RPA99/version 2003, pour la zone II et le groupe d'usage 2 : **A = 0.15**

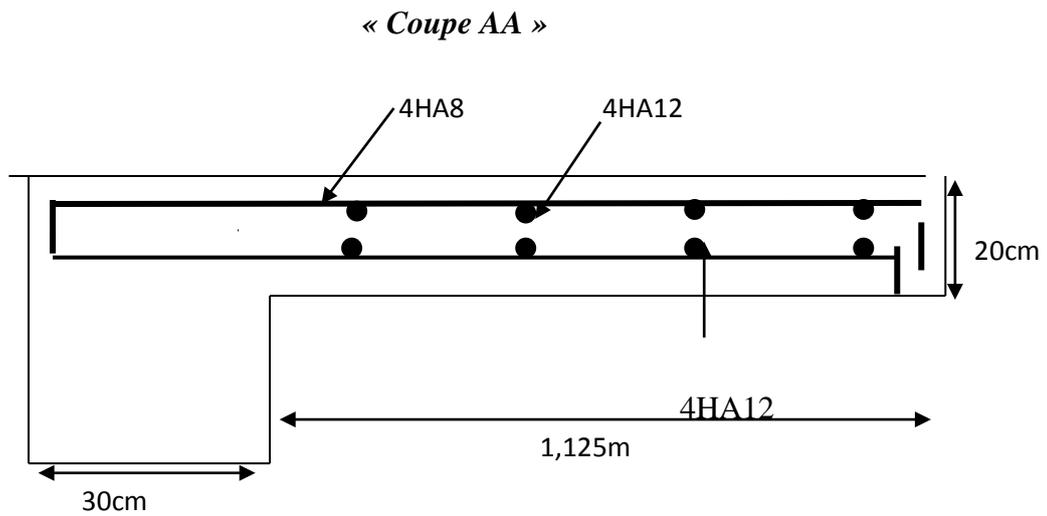
C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du RPA 99/version 2003, pour l'élément console : $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément considéré alors $W_p = 0.835\text{TF/ml}$

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.835 = 0.400\text{Tf/ml}$

Donc $FP = 0.4\text{Tf/ml} < 1.2Q = 1.2(0.35) = 0.42\text{Tf/ml}$ vérifié.





❖ **Schéma du ferrailage du balcon :**

❖ **VI-Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Servant de garde-corps contre toute chute accidentel. 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 :

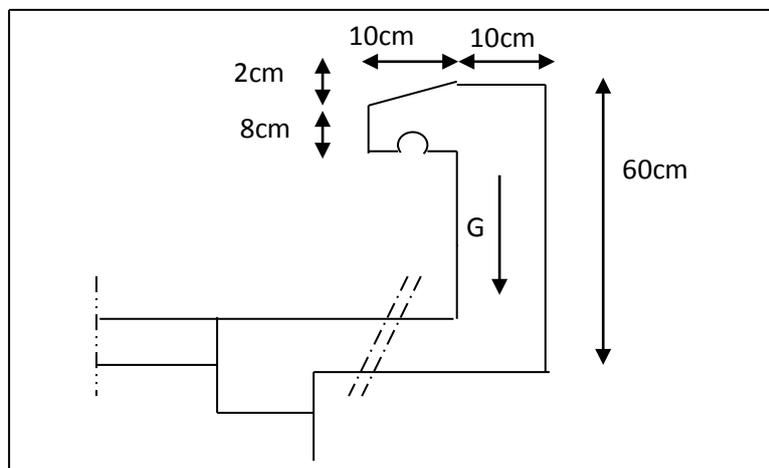
- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

✓ **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,(variation de température, l'eau, neige, etc...) donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul s'effectuera à l'ELU et à l'ELS.

A.3. EVALUATION DES CHARGES :



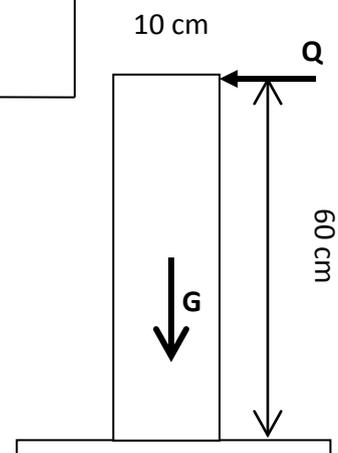
« Schéma de l'acrotère »

a) charge permanente :

G= 172.5 Kgf/ml

b) Surcharge d'exploitation :

Q= 1 KN/ml



-Effort normal et moment de flexion à l'ELU :

$$N_u = 1.35 \times N_G = 1.35 \times 0.1725 = 0.233 \text{ Tf/ml avec } N_Q = 0.$$

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.06 = 0.09 \text{ Tf.ml avec } M_G = 0.$$

-Effort normal et moment de flexion à l'ELS :

$$M_{ser} = M_G + M_Q = M_Q = 0.1 \times 0.6 = 0.06 \text{ Tf.ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 0.1725 \text{ Tf.ml}$$

-Effort tranchant à l'ELU et l'ELS :

$$T_u = 1.5 T_Q = 1.5 \times 0.100 = 0.15 \text{ Tf}$$

$$T_{ser} = T_Q = 0.100 \text{ Tf.}$$

-Effort normal ; Moment de flexion et effort tranchant à l'ELU :

$$N_A = 0.8 N_G = 0.8 \times 0.1725 = 0.138 \text{ Tf.}$$

$$M_A = M_Q + M_E = 0.06 + 0.05 = 0.11 \text{ Tf.ml.}$$

$$T_A = T_Q + T_E = 0.100 + 0.083 = 0.183 \text{ Tf.}$$

✓ **Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_o = M_u / N_u = 0.09 / 0.233 = 0.39 \text{ m d'où } e_o = 39 \text{ cm}$$

$$e = (h/2) - c = (10/2) - c = \text{donc } e = 2.5 \text{ cm}$$

$e_o > e$: la section est partiellement comprimée c'est-à-dire le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (N_u est un effort de compression). Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif (M_{ua}) :

$$M_{ua} = M_u + (N_u \times e) = 0.09 + (0.23 \times 0.025) = 0.096 \text{ Tf.ml}$$

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

$$\mu = M_{ua} / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0.096 \cdot 10^5 / (100 \cdot 7.5^2 \cdot 142) = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu = 0.392 \text{ pas d'acier comprimé (A's=0).}$$

$$\mu < \mu_c = 0.186 \text{ on est dans le domaine 1, } \epsilon_s = 10, \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.5[1 - 0.4(0.015)] \Rightarrow Z = 7.46 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_{ua} / (Z \sigma_s) = 0.096 \cdot 10^5 / (7.46 \cdot 348) = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2}$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{min} > (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e.$$

$$A_{min} > 0.23 \cdot 100 \cdot 7.5 \cdot 2.1 / 400 = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > 0.91 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s > \max(A_s, A_{ser}, A_{min})$$

On adopte : $5HA8 = 2.51\text{cm}^2$ espacée de 15cm.

Vérifications à l'état limite de service (ELS) :

- **Vérifications des contraintes maximales de compression :**

$As/bd > 0.01 = 2.51 / (100 * 7.5) = 0.0033 < 0.01$. Non vérifiée.

$M_{ser} = 0.06T_f.m$ et $N_{ser} = 0.1725T_f = 0.173T_f$.

Les contraintes maximales :

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

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$ avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$

-la contrainte de l'acier : $\sigma_s = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{(\eta \times f_{c28})}\text{MPa})$ (fissuration préjudiciable)

$\eta = 1.6$ (barre à haute adhérence). $\sigma_s = \min(2/3 \times 400, 110 \sqrt{2.1 \times 1.6}) = 202\text{MPa}$.

- **Calcul de l'excentricité :**

$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 0.06 / 0.173 = 0.35\text{m}$, $e_o = 35\text{cm}$

$e_o > e = 2.5\text{cm}$: la section est partiellement comprimée.

Calcul des paramètres p et \emptyset :

$P = -3a^2 - (90A's/b)(a+c') + (90As/b)(d+a)$ or $A's=0$ alors

$P = -3a^2 + (90As/b)(d+a)$ avec $a = e_o - h/2 = 35 - 10/2$ $a = 30\text{cm}$ et $As = 2.51\text{cm}^2$ et $d = 7.5\text{cm}$

Après avoir remplacé ces paramètres par leur valeurs on obtient :

$P = 2615.29\text{cm}^2$

$\emptyset = 2a^3 - (90A's/b)(b+c') + (90As/b)(d+a)$ $\emptyset = 53915.29\text{cm}^2$.

La résolution de l'équation du 3e degré :

$Y^3 + Py + \emptyset = 0 \longrightarrow y^3 - 2615.29y + 53915.29 = 0$

$\cos(\emptyset) = (3\emptyset / 2p) \times \sqrt{(-3/p)}$ $\emptyset = 171.11^\circ$

$a = 2\sqrt{(-p/3)}$ $a = 59.05\text{cm}$.

on aura facilement les solutions d'équation par les itérations suivantes :

$Y_1 = a \cos(\emptyset/3) = 32.13\text{cm}$

$Y_2 = a \cos(\emptyset/3 + 120) = -58.97$

$Y_3 = a \cos(\emptyset/3 + 240) = 26.84\text{cm}$

L'excentricité à adopter sera donnée par ces formules :

$X_1 = Y_1 + (h/2) - e_o = 32.13 + (10/2) - 35$ $X_1 = 2.13\text{cm}$

$X_2 = Y_2 + (h/2) - e_o = -88.97\text{cm}$ $X_2 = -88.97\text{cm}$

$X_3 = Y_3 + (h/2) - e_o = -3.16\text{cm}$ $X_1 = -3.16\text{cm}$

Donc nous adoptons $X_1 = 2.13\text{cm}$ qui est positif.

Calculons maintenant les contraintes pour les vérifier ensuite avec les contraintes maximales :

• **Calcul de moment statique :**

$$S^* = b/2x_1^2 + 15[As(x_1 - c) - As(d-x_1)] \text{ avec } A's=0 \text{ alors } S^* = b/2x^2 + [-15As(d-x_1)]$$

$$S^* = 100(2.13)^2/2 - (15 \times 2.51)(7.5 - 2.13) \longrightarrow S^* = 24.66\text{cm}^3.$$

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_b = N_s/S^* \leq 0.6f_{c28}$$

$$\text{on pose } K = N_{ser}/S^* = 0.173 \times 10^3/24.66 \longrightarrow K = 7.02\text{kgf/cm}^3$$

$$\sigma_b = KX = 7.02 \times 2.13 = 14.94\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b = 14.94\text{kgf/cm}^2 < 150\text{kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = 15N_s/S^*(d-x) < \sigma_s \longrightarrow \sigma_s = 15K(d-x) = 565.46\text{kgf/cm}^2 < \sigma_s = 2020\text{kgf/cm}^2$$

la condition est vérifiée.

Armature de répartition :

$$A_s/3 \leq A_r \leq A_s/2 \iff 0.83 \leq A_r \leq 1.255\text{cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 3T6 = 1.13\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = T_u/bd = 150/100 \times 7.5 = 0.2\text{kgf}$$

$$\tau_u = \min\{0.15f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa} = 25\text{kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 0.2\text{kgf/cm}^2 < \tau_u = 25\text{kgf/cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de la bielle :**

$$\tau_u \leq 0.267abf_{c28} \text{ avec } a = 0.9d = 0.9 \times 7.5 = 6.75\text{cm.}$$

$$\tau_u = 150\text{kgf/cm}^2 \leq 0.267 \times 100 \times 250 = 45056.25\text{kgf/cm}^2.$$

✓ **Verification au séisme :**

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique FP appliqué à sa partie supérieure. D'après RPA99-2003, il faut que : $FP \leq 1.2Q$

$$\text{On a : } FP = 4 A C P W P.$$

Avec FP : force d'inertie appliqué au centre de base de l'acrotère

A : coefficient d'accélération pour la zone II, groupe 2 $A = 0.15$

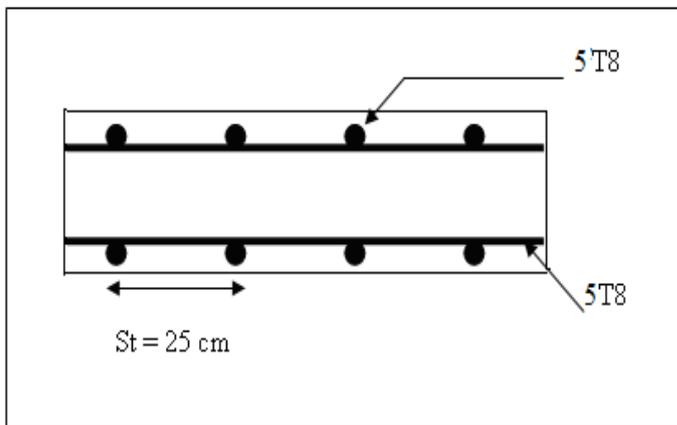
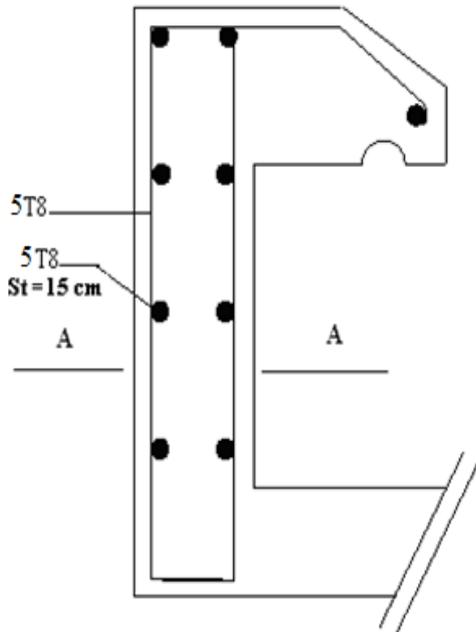
CP : facteur des forces horizontales (CP=0.8) élément consol.

WP : poids de l'acrotère $WP = 172.5\text{kgf/ml}$

$$FP = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.5 = 82.8\text{kgf/ml}$$

$$\text{Donc } FP = 0.083T_f/\text{ml} < 1.2(0.1) = 0.12T_f/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

❖ Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

VII-Etude de la dalle machine :

➤ **Définition de l'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplacent au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur la verticale est inférieure à 15°.

La classe de l'ascenseur est définie selon DTU-75 1 type1.

Classe1 : l'ascenseur destiné au transport des personnes.

➤ **Caractéristiques :**

- Charge nominale
- Nombre des personnes
- Vitesse nominale

➤ **Définition des mots techniques liés à l'ascenseur :**

1-Cabine :Organe de l'ascenseur destiné à recevoir des personnes à transporter.

2-Référence :tube entièrement métallique à onglet droit, ventilation naturelle par planche et plafond dont les dimensions intérieures sont :

- Longueur : 1.75 m
- Hauteur : 2.14 m

3-Etrier : l'ossature métallique portant la cabine.

Il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation pérennante des efforts qui s'appliquent en service normal. La cabine n'est pas liée directement et rigidement au châssis de l'étrier, mais par intermédiaire de support antivibratoire en caoutchouc.

On évite aussi toute transmission de vibration et le mouvement est parfaitement silencieux.

4-moteur :ensemble d'organe assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

5-Régulateur de vitesse : cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de la vitesse dans les deux sens de marche.

6-contre poids :il a pour but d'équilibrer les poids de la cabine et une partie de la charge utile. On réduit ainsi la puissance motrice nécessaire. Le contre poids dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus 40à 50 pourcent de la charge utile.

7-Amortisseurs : ils sont placés dans la curette servant à arrêter la cabine et le contre poids se limite de niveau externe sans dépasser.

Le choix de l'ascenseur dans notre projet donne des caractéristiques suivant :

- La charge nominale est : 630kg ;

- Le nombre des personnes est : 8 personnes ;
- La vitesse est : 0.65 à 1m/s ;
- Selon les conditions de l'entreprise national des ascenseurs, la dimension de la dalle machine est : $e = 25\text{cm}$.

➤ **Calcul des charges et sollicitation de la dalle :**

- Poids de la machine : $c = 4000\text{kgf}$;
- Charge nominale : $p = 630\text{kgf}$;
- Poids du contre poids : $F=c+0.45*p = 4000 + 0.45*630 \quad F = 4283.5\text{kgf}$;
- Poids de la machine : $c'=6550\text{kgf}$.

➤ **Détermination de la force d'inertie :**

On admet qu'il ya 3 phase de mouvement dans l'ascenseur :

- Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage ;
- Mouvement uniforme et silencieux, commandé par le treuil ;
- Mouvement uniforme retardé lors de freinage.

On fait le calcul dans le cas le plus défavorable.

❖ **Détermination de la tension de la câble :**

On prend le cas d'ascenseur en descente. Dans ce cas, la tension du cable maximale correspond à la phase du mouvement amortie.

$$\Sigma F_{\text{ext}} = m\gamma \quad \longrightarrow \quad T1=(c+p)*g - (Mc + Mp)*\gamma \quad \text{et} \quad \longrightarrow \quad T2=Fc-Mt*\gamma$$

NB : les masses de la poulie et du câble sont négligeables.

$$T1=T2 \quad \longrightarrow \quad \gamma=(c+p-f)*g / (Mg+Mf+Mp) \quad \longrightarrow \quad \gamma = 0.3813 \text{ m} / \text{S}^2.$$

$$T1 = (c + p - f)*g - (Mg+Mf+Mp)*\gamma \quad \longrightarrow \quad T1=43654.88 \text{ KN}$$

$$F_i = T1 + T2 = 2*43654.88 \quad \longrightarrow \quad F_i = 87309.76 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la force additionnelle et perturbatrice venant de l'excitation dynamique :**

On néglige l'amortissement du au treuil et on suppose que le moteur est équilibré et la force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum. C'est-à-dire pour déplacement maximum.

$$W = c+p*d_{\text{max}} \quad \text{avec} \quad d_{\text{max}}= 36.02\text{m} \quad \longrightarrow \quad W=166772.6 \text{ Kgf.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique :

$$D = 2 \quad \longrightarrow \quad F_p = D(P + C) = 2*4000 + 630 \quad \longrightarrow \quad F_p=9260\text{kg}$$

➤ **Détermination des charges sollicitant la dalle de la machine :**

- Poids de la cabine : $c = 4000 \text{ kg}$

- Charge nominale utile : $p = 630 \text{ kg}$
- La force d'inertie : $f_i = 87309.76 \text{ kg}$
- La force additionnelle perturbatrice : $F_p = 9260 \text{ kg}$
- Poids de contrepoids : $F = 4283.5 \text{ kg}$
- Poids de la machine $c' = 350 + 260 + 800 + 1150 + 950 + 230 = 4590 \text{ kg}$

➤ **Evaluation de charge permanente :**

- Dalle en béton armé : $0.25 * 2500 = 625 \text{ kg/m}^2$;
- Forme de pente medachape (A) = $0.03 * 2000 = 60 \text{ kg}$;
- Isolation phonique : $0.025 * 400 = 10 \text{ kg/m}^2$;
- Mortier de pose : $0.03 * 200 = 60 \text{ kg/m}^2$.
- Revêtement dallage : $0.02 * 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$.

$$G = 799 \text{ kgf/m}^2.$$

Le medachape est un mortier spécial composé de résine, recommandé par le document technique. Son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.

La charge d'exploitation est : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

➤ **Calcul de la dalle :**

1-A l'ELU :

- Charge répartie : $c = 4000 / 1.32 * 1.27 = 2386.06 \text{ kgf/m}^2$;
- Charge permanente : $c + g = 2386.06 + 799 = 3185.06 \text{ kgf/m}^2$;
- Charge total répartie sollicitant la dalle :

$$Q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q + 1.3 / 1.2 * 1.2 * (p + F + F_i + F_p + c') \longrightarrow Q_u = 6.54 \text{ Tf/m}^2.$$

$$\text{Et } Q_s = 5.83 \text{ Tf/m}^2.$$

❖ **Calcul des moments :**

D'après BAEL 91 on a :

$$P = L_x / L_y = 1.32 / 1.27 = 1.04 > 0.4 \text{ la dalle portant suivant les deux sens.}$$

Les moments fléchissant développés au centre des panneaux ont pour expression (la dalle travaille à la flexion simple).

$$M(x) = \mu_x * Q_u * l_x^2$$

$$M(y) = \mu_y * M_x$$

$$P = 1.04 \quad \mu_x = 0.037 \text{ et } \mu_y = 1$$

✓ **Moment isostatiques :**

$$M(x) = \mu_x * Q_u * l_x^2 = 0.037 * 6.54 * 1.32^2 = 0.422 \text{ T.m}$$

$$M(y) = \mu_y * M_x = 1 * 0.422 = 0.422 \text{ T.m}$$

Moment de ferrailage sont calculés en appliquant la réduction forfaitaire du BAEL91 sur les moments maximaux isostatiques (hypothèse de l'articulation).

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1.25 M_o \text{ soit } M_w = M_e = 0.4M_o \quad M_t = 0.85 * M_o$$

- **Sens x :**

$$M_t = 0.358 \text{ t.m et } M_a = 0.5M_o = 0.211 \text{ t.m}$$

- **Sens y :**

$$M_t = 0.358 \text{ t.met } M_a = 0.5M_o = 0.211 \text{ t.m}$$

- **Ferrailage de la dalle :**

$$b = 100\text{cm} ; h=25\text{cm} ; d=23\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; F_{bc} = 142\text{kg/cm}^2; \text{ et } \sigma_s = 3480 \text{ kg/cm}^2.$$

- ✓ **En travée sens X comme Y :**

1-A L'ELU :

$$M_{tu} = 0.358 \text{ t.m}$$

$$\mu = (0.358 * 105) / (100 * 23^2 * 142) = \mu_s = M_u / \beta * \sigma_s$$

μ	α	β	As(cm ²)
0.0048	0.0125	22.88	0.45

On adopte 4HA10 = 3.14cm².

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0.23 * 100 * 23 * (2.1 / 400) = 2.77\text{cm}^2.$$

$$A_s = 3.14 > A_{min} = 2.77\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

- ✓ **Enappui:**

$$e = 25\text{cm} ; d = 23\text{cm} ; b = 100\text{cm}$$

$$M_{ua} = 0.211 \text{ t.m et } \mu = (0.211 * 105) / (100 * 23^2 * 142) = 0.0028$$

$$A_s = M_u / \beta * \sigma_s$$

μ	A	β	As (cm ²)
0.0028	0.007	22.93	0.26

On adopte 4HA10 = 3.14cm².

2-vérification à l'ELS :

- ✓ **En travée :**

$$M_s = 0.789\text{tf.m et } A_s = 3.14\text{cm}^2.$$

$$bx^2/2 + 15A_{sx} - 15A_{sd} = 0$$

$$(100/2) x^2 - 15 \cdot 3.14x - 15 \cdot (3.15 \cdot 23) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 47.1x - 1083.3 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 467.83 \Rightarrow X = -47.1 + 467.83/2 \cdot 50 \Rightarrow X = 4.2 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 100(4.2)^3/3 + 15 \cdot 3.14 (23-4.2)^2$$

$$I = 19129.77 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes:** .

1-Acier :

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_{e}, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 78900 \cdot (23-4.2) / 19129.77$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1161.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1161.8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2- Béton :

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I = 78900 \cdot 4.2 / 19129.77 \Rightarrow \sigma_b = 17.320 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 f_{c,j} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 17.320 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{c,j} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{c,j} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui:**

$M_s = 0.211 \text{ tf.m}$; $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ $X = 4.1 \text{ cm}$ et $I = 19129.77 \text{ cm}^4$.

• **Verification des contraintes :**

1-Acier:

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_{e}, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I = 15 \cdot 21100 \cdot (23-4.2) / 19129.77$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 311.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 311.04 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2- Béton :

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I = 21100 \cdot 4.2 / 19129.77 \Rightarrow \sigma_b = 4.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 f_{c,j} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b = 4.63 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \sigma_b < 0.6 f_{cj} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• **Verification de l'effort tranchant :**

$T_u = Q_u/2 + p = 6.54/3 = 2.18 \text{ T}$

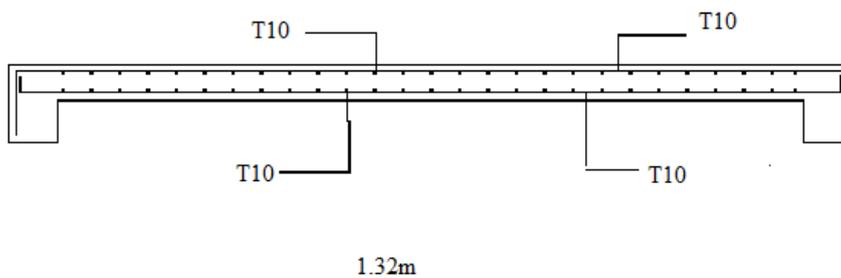
$\tau_U = T_u/b+d = 2.18/100*2.3 = 0.95 \text{ kgf/cm}^2$

Fissuration est préjudiciable $T_{lim} = 0.05 * f_{c28}$

$T_u = 0.95 \text{ kgf/cm}^2 < 25 \text{ kgf/cm}^2$

❖ **Schéma de ferrailage :**

COUPE A-A



FERRAILAGE DE LA DALLE MACHINE

Étude sismique :

I-Introduction générale du séisme :

Le séisme ou tremblement de terre, résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Les résultats de la rupture des roches en surface s'appellent une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer ou hypocentre. On parle de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface de la terre qui se trouve à la verticale de l'hypocentre.

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains.

Le séisme est considéré aujourd'hui comme l'une des catastrophes les plus destructrices, qui a fait tant des pertes humaines et matérielles dans l'histoire de l'humanité.

Pour diminuer les effets de l'action sismique, l'Algérie possède son règlement qui permet de mener l'étude sismique à tous les projets de Génie-civils.

I-1-L'objectif de cette étude sismique :

Conformément au règlement parasismique Algérien(RPA) version 1999-2003, l'étude sismique de notre projet vise deux objectifs à savoir :

1. Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
2. Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

Pour atteindre ces objectifs, la conception de notre projet doit se doter les éléments nécessaires suivantes :

- a. Une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux.
- b. Une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate permettant à la structure de subir des déplacements inélastiques dont les dommages seront limités.
- c. Le respect strict du règlement parasismique en vigueur dont la sécurité de la structure en dépend.

I-2-Les méthodes des calculs :

On peut calculer les forces sismiques en utilisant les trois méthodes suivantes

A-La méthode statique équivalente :

Cette méthode est utilisable quand les conditions suivantes sont satisfaites :

- a- Le bâtiment ou bloc étudié doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en

élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : tous groupes ;
- Zone II :
 - groupe d'usage 3 ;
 - groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone III :
 - groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - groupe d'usage 1 A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

A-1-Le principe de la dite méthode statique équivalente :

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 projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure telles que :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des Secousses sismiques majeures.

A-2-Modélisation :

➤ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

➤ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

A-3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Celle-ci est la plus compliquée car elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

A-4-La méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode dite « 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.

a-Le principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b-Modelisation :

➤ Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

➤ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont

Concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

➤ Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs degrés de

liberté par plancher.

- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par ce

Tableau :

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2(sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

d-Nombre de modes à considérer :

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou 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 (03) 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 :

$K \geq 3N$ et $TK \leq 0.20$ sec. Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et TK la période du mode K.

- donnée par :

1-3-Résultante des forces sismiques de calcul :

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 $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments,...) dans le rapport $0.8 V A/t$.

1-4-Effets de la torsion accidentelle :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

1-5-Les règles semblables aux méthodes « statique » et « dynamique » :

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 de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

❖ **Composante verticale de l'action sismique :**

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III.

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette $F_v = 0.5 A W_p$ doit être prise en considération.

W_p : poids propre de l'élément en porte à faux

A : coefficient sismique de zone.

I-6-calcul de la force sismique totale V : $V=(A.D.Q)W/R.$

le A est un coefficient d'accélération de zone qui dépend ces différentes zones de sismicité et ainsi que la destination et l'importance de l'ouvrage en question.

Tableau des valeurs de A.

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : le facteur d'amplification dynamique qui dépend du site, du facteur de correction d'amortissement η et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0 / T)^{5/3} & T \geq 3.0 \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : valeurs qui dépendent de l'observation ou non du critère de qualité.

$P_q = 0$ pour un critère observé.

$P_q = 0.05$ pour un critère non observé

Critère q	observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0.10

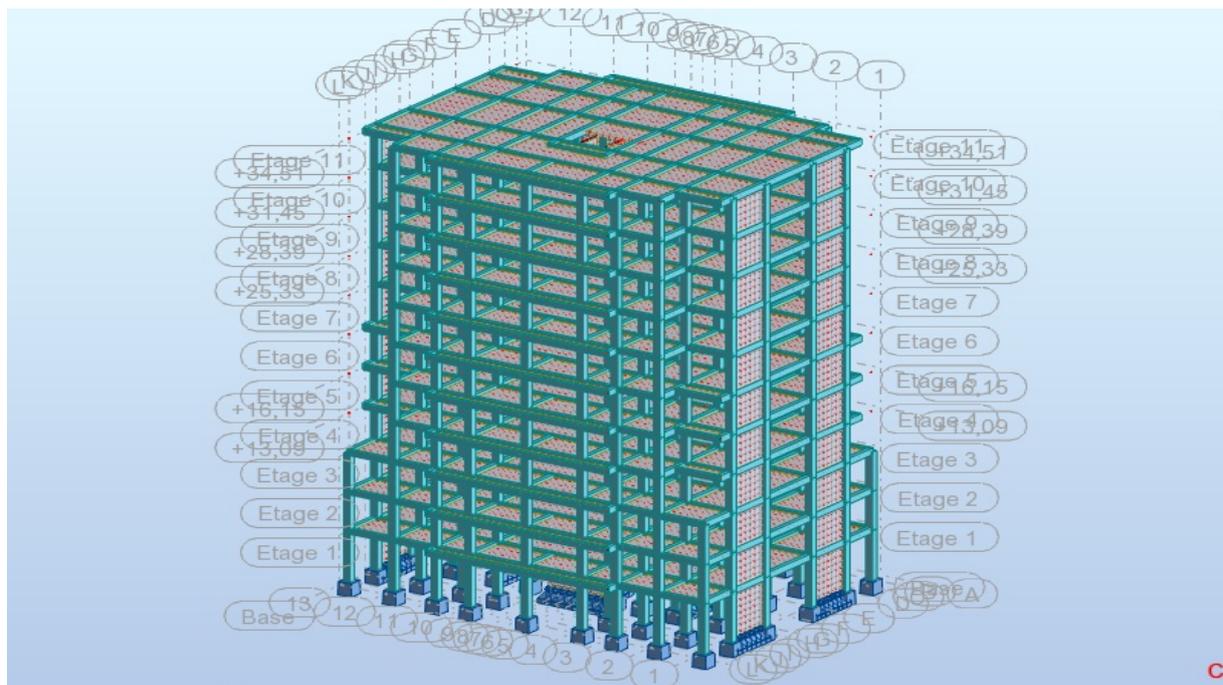
Donc : $Q = 1.3$

Facteur d'amplification dynamique moyen D:

Modélisation de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

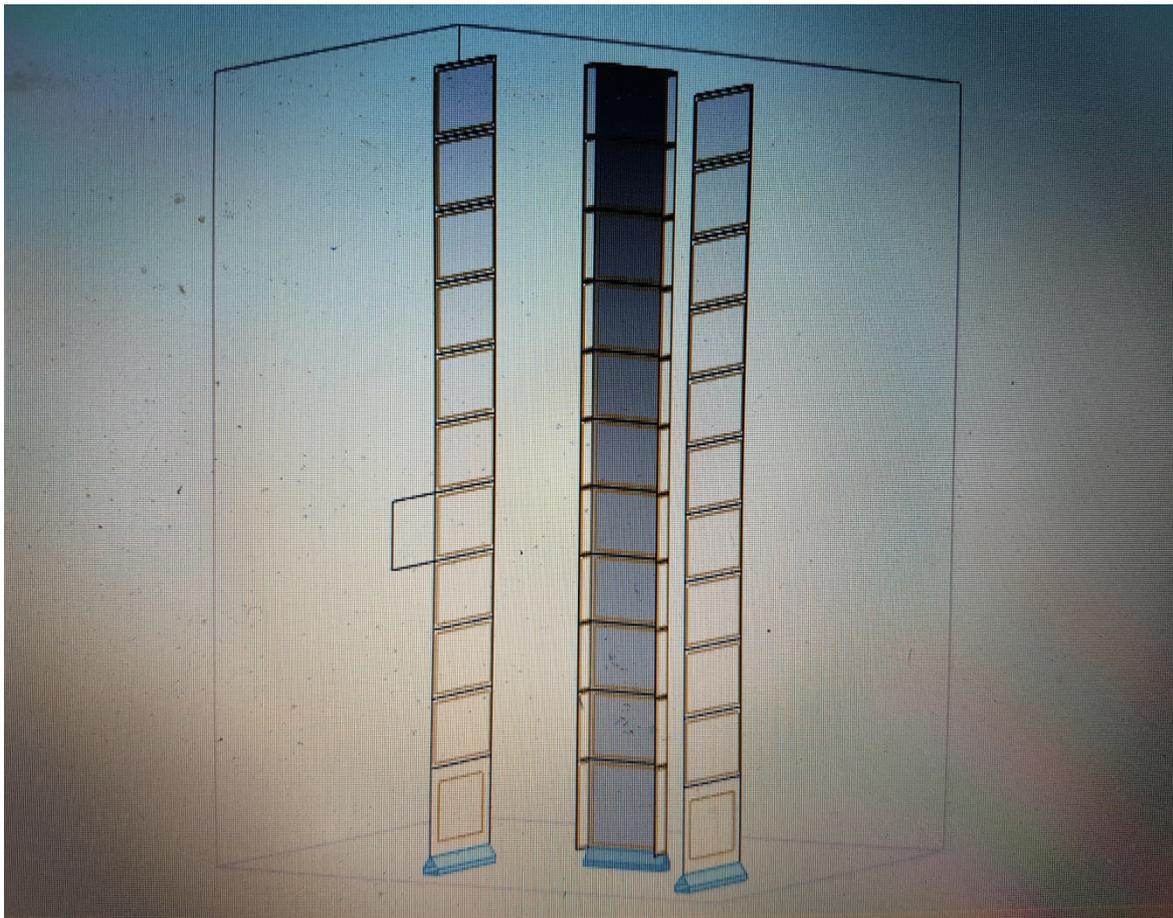
La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles) comme montre la figure ci-dessous



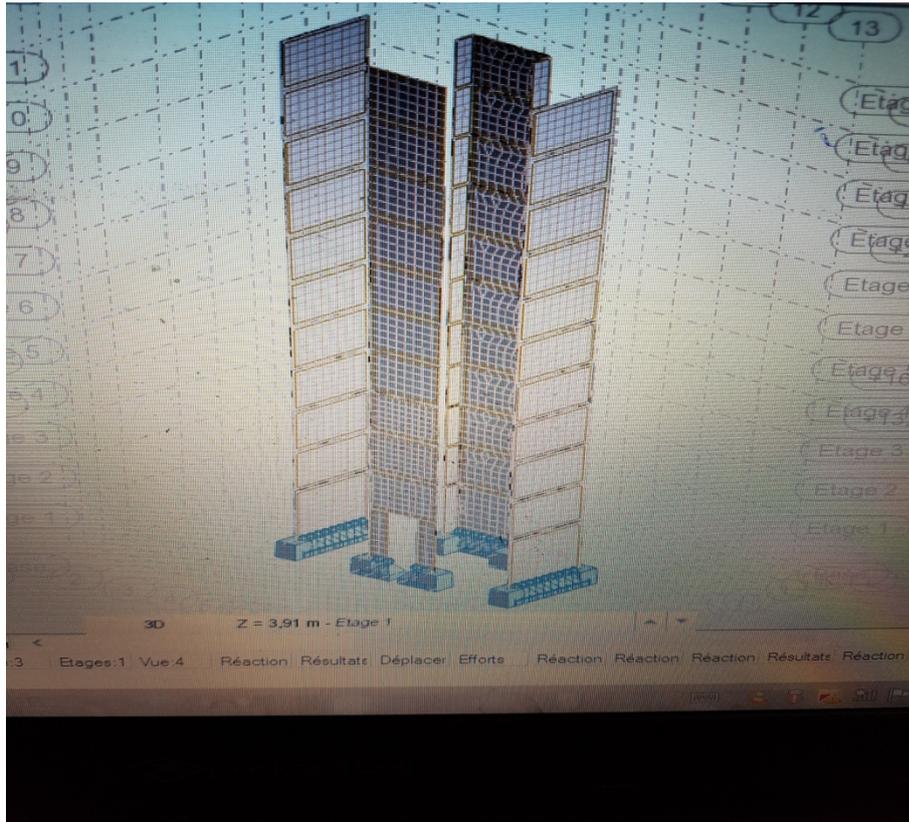
. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant le choix de l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante



Donc le choix de la disposition des voiles proposées par l'architecte ne vérifie pas le calcul, nous avons trouvé une période $T = 1.03 \text{ sec}$. Donc notre structure est souple, il faut la rigidifier en rajoutant des voiles.



Après avoir rajouté une voile, cette fois ci nous avons trouvé une valeur de période $T=0.92\text{sec}$ qui est inférieure à la précédente mais qui ne vérifie pas encore notre calcul, donc nous allons rajouter d'autre voile pour avoir une structure rigide et un bon résultat de calcul.

Mode	Fréquence(Hz)	Période (sec)	Masse cumulées UX	Masse cumulées UY
1	1.08	0.92	72.57	0.00
2	1.22	0.82	75.85	0.00
3	1.32	0.76	75.85	74.43
4	3.56	0.28	86.24	74.43
5	3.91	0.26	91.03	74.43



Après avoir rajouté plusieurs fois de voile et voila nous avons trouvé en fin un bon résultat.
Donc nous allons passer à la vérification.

Poids total de la structure W :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ donc } W = W_G + \beta W_Q \quad \beta=0,2$$

✓ Application pour la détermination de l'action sismique à la base :

$T_2=0.4$ sec et $T_1 =0.15$ sec pour site S2.

$R=3.5$ pour les voiles ; $Q=1+0.3=1.3$; $A=0.15$ (Groupe2 et IIa)

$W=10574.57T$ (par le logiciel).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ avec } \xi = 10\% \text{ pour voile en B.A.} \quad \eta=0.764 > 0.7.$$

$$T = \min \left\{ CT * HN^{3/4}; T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

Pour notre cas et dans le sens longitudinal de la structure :

$D=26.80$ m ; $HN=34.51$ m et $CT=0.050$ contreventement assuré par les voiles en B.A.

$$T = \min (0.71 \text{ sec} ; 0.59 \text{ sec}) \longrightarrow T=0.59\text{sec.}$$

Puisqu'on à $T_2 \leq T \leq 3$ sec, on aura : $D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

$$D_x = 1.2$$

Dans le sens transversal de la structure :

D=16.80 m ; HN=34.51m

T=min (0.71 sec ; 0.75 sec) → T=0.71sec.

Puisqu'on aussi $T_2 \leq T \leq 3$ sec, on aura : $D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$ $D_y = 1.3$.

$V_x = (0.15 * 1.2 * 1.3 * 10574.57) / 3.5 = 706.985T$

$V = A * D * Q * W / R =$
 $V_y = (0.15 * 1.3 * 1.3 * 10574.57) / 3.5 = 765.901T$

Ainsi les efforts sismiques sont déterminés théoriquement.

1-10-Étude dynamique :

Nous avons modélisé notre structure à l'aide de logiciel robot.

1-Définition et présentation des résultats du logiciel robot :

Robot est un logiciel qui permet de modéliser en 2d ou en 3d et calculer toutes les structures composées d'éléments barres (poutres, poteaux etc.) et surfaciques (panneaux). Les calculs peuvent être effectués en analyses linéaires ou non linéaires, statique ou dynamique.

❖ **Effort dynamique sens X :**

Mode CQC	Fx(t)	Fy(t)
Somme totale	672.145	303.087
Somme réactions	650.506	1.332
Somme efforts	637.946	1.330
Vérification	1275.885	2.662
Précision	1.57E-02	1.153E-03

❖ **Effort dynamique sens Y :**

Mode CQC	Fx(t)	Fy(t)
Somme totale	54.811	635.639
Somme réactions	1.209	625.394
Somme efforts	1.210	614.315
Vérification	2.418	1228.608
Précision	1.539E-02	1.153E-03

❖ **Résultat dynamique extrême :**

Mode	Fréquence(Hz)	Période (sec)	UX	UY	Σ_{ux}	Σ_{uy}
1	1,31	0,77	71,77	0,00	71,77	0,00
2	1,47	0,68	0,00	71,79	71,77	71,79
3	1,57	0,64	2,62	0,00	74,39	71,79
4	4,52	0,22	16,72	0,00	91,11	71,79
5	5,26	0,19	0,00	16,38	91,11	88,17
6	5,55	0,18	0,22	0,00	91,33	88,17
7	9,06	0,11	5,08	0,00	96,41	88,17
8	9,74	0,10	0,00	0,00	96,41	88,18
9	10,17	0,10	0,05	0,02	96,45	88,20
10	10,31	0,10	0,00	0,68	96,46	88,88
11	11,04	0,09	0,01	0,02	96,46	88,90
12	11,10	0,09	0,00	0,37	96,46	89,26
13	11,16	0,09	0,00	4,98	96,46	94,25
14	11,71	0,09	0,02	0,00	96,49	94,25
15	11,91	0,08	0,00	16,38	96,49	94,25

1-11 -Vérifications des forces sismiques entre les deux méthodes :

D'après le RPA, la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$.

❖ **Sens X** : $V_x \text{ dynamique} = 650.506T > V_x \text{ statique} = 0.8 * 706.985 = 565.588T \dots CV$ vérifiée.

❖ **Sens y** : $V_y \text{ dynamique} = 626.394T > V_x \text{ statique} = 0.8 * 765.901 = 612.720T \dots CV$ vérifiée.

❖ **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

C'est une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements

Latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta k \leq \bar{\Delta}$

$\bar{\Delta} = h/100 = 3,06/100 = 0,0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$: le déplacement relatif admissible.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Où ;

Δ_k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

(de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

δ_k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x ;(de la

même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : est le coefficient de comportement.

- Le logiciel de calcul «Robot» donne directement les valeurs suivantes : δ_{ek}
- Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

G + Q + E.

	$\delta_{ekx}(\text{cm})$	$\delta_{eky}(\text{cm})$	$\delta_k (\text{cm})$	δ_{kcm}	$\Delta_{kx} (\text{cm})$	$\Delta_{ky} (\text{cm})$	$\Delta k \leq \bar{\Delta}$
Etage1	0,4	0,2	1.4	0.7	2.1	0.35	vérifié
Etage2	0,9	0,6	3.15	2.1	1.75	1.4	vérifié
Etage3	1,4	1,0	4.9	3.5	2.1	1.75	vérifié
Etage4	2,0	1,5	7	5.25	2.45	1.75	vérifié
Etage5	2,7	2,0	9.45	7	2.1	1.75	vérifié
Etage6	3,3	2,5	11.55	8.75	2.1	1.75	vérifié
Etage7	3,9	3,0	13.65	10.5	2.1	1.75	vérifié
Etage8	4,5	3,5	15.75	12.25	1.75	1.4	vérifié
Etage9	5,0	3,9	17.5	13.65	1.75	1.75	vérifié
Etage10	5,5	4,4	19.25	15.4	1.75	1.05	vérifié
Etage11	6,0	4,7	21	16.45	1.75	1.05	vérifié

Etude des portiques :

I-Ferraillages 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 :

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL91
- $G + Q \pm E$ selon RPA2003
- $0.8 G \pm E$ selon RPA2003

Les étapes de calcul de la section d'armature sont de la manière suivante :

- **Prescription données par le RPA99/version 2003 :**

✓ **Armature longitudinales :**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

✓ **Armatures transversales :**

- La qualité des armatures transversales est de $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone modale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4 ; 12\varnothing$ » ;
 - En dehors de la zone modale l'espace doit être de « $s \leq h/2$ »

➤ **Poutre longitudinale :**

Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferraillage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de RPA99/version2003.

❖ **Ferraillage des poutres principales (30*50) :**

A-En travée :

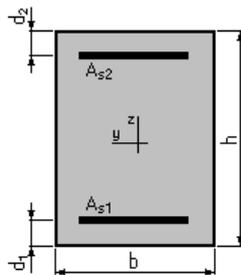
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 50,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	34,83	0,00
Etat Limite de Service	25,52	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	109,89	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 6,1$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,9$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 35,3$ (cm²)

Théorique $\square = 0,44$ (%)

Minimum $\square_{\text{min}} = 0,35$ (%)

maximum $\square_{\text{max}} = 2,35$ (%)

Donc on adopte 3HA16 = 6.03cm².

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 34,83$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,73 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 44,5$ (cm)

Déformation du béton: $\square_b = 1,54$ (‰)

Déformation de l'acier: $\square_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\text{max}} = 25,52$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,06

Position de l'axe neutre: $y = 14,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 22,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 400,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 109,89$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 5,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 44,8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,33$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

B-En appui :

Calcul de Section en Flexion Simple

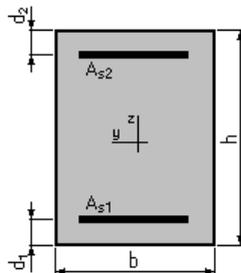
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 50,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

M_{max} (kN*m)		M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-90,39	0,00
Etat Limite de Service	-64,52	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-138,41	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 7,8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 35,3$ (cm²)

Théorique $\square = 0,56$ (%)

Minimum $\square_{\text{min}} = 0,35$ (%)

maximum $\square_{\text{max}} = 2,35$ (%)

Donc on adopte $3HA14 + 3HA12 = 8.01\text{cm}^2$.

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = -90,39$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43,8$ (cm)

Déformation du béton: $\square_b = 2,06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\square_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\text{max}} = -64,52$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,03

Position de l'axe neutre: $y = 15,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 6,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 197,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 400,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\text{max}} = -138,41$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 7,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 44,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,77$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

➤ **Espacement :**

Selon BAEL99 : $St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(41 ; 40\text{cm})$

On adopte $St = 40\text{cm}$.

✓ **Vérification selon le RPA**

Zone nodale: $St \leq \min(h/4, 30\text{cm})$ $St \leq 12.5$ → $St = 12\text{cm}$.

Zone courante : $St \leq h/2$ $St \leq 50/2$ → $St = 25\text{cm}$.

❖ **Ferrailage des poutres secondaires (30*40) :**

A-En travée :

Calcul de Section en Flexion Simple

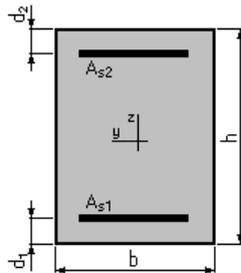
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	9,87	0,00
Etat Limite de Service	7,23	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	10,66	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 3,9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,9$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 27,8$ (cm²)

Théorique = 0,35 (%)

Minimum $\epsilon_{\min} = 0,35$ (%) maximum $\epsilon_{\max} = 2,31$ (%)

Donc on adopte: **3HA14 = 4.62 cm²**

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 9,87$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,85 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,20$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 7,23$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,22

Position de l'axe neutre: $y = 10,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\epsilon_b = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 9,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\max} = 10,66$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,19 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 3,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

B- En appui :

Calcul de Section en Flexion Simple

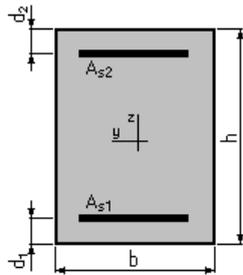
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	-10,38	0,00
Etat Limite de Service	-7,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-10,87	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 3,9$ (cm²)

Section minimum $A_s \min = 0,0$ (cm²)

Section maximum $A_s \max = 27,8$ (cm²)

Théorique $\square = 0,35$ (%)

Minimum $\square_{\min} = 0,35$ (%)

maximum $\square_{\max} = 2,31$ (%)

Donc on adopte: **3HA14 = 4.62 cm²**

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -10,38$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,61 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,20$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -7,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,87

Position de l'axe neutre: $y = 10,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\epsilon_b = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\epsilon_s' = 10,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\max} = -10,87$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,09 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

➤ **Espacement :**

Selon BAEL99 : $St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(32.4 ; 40\text{cm})$

On adopte $St = 30\text{cm}$.

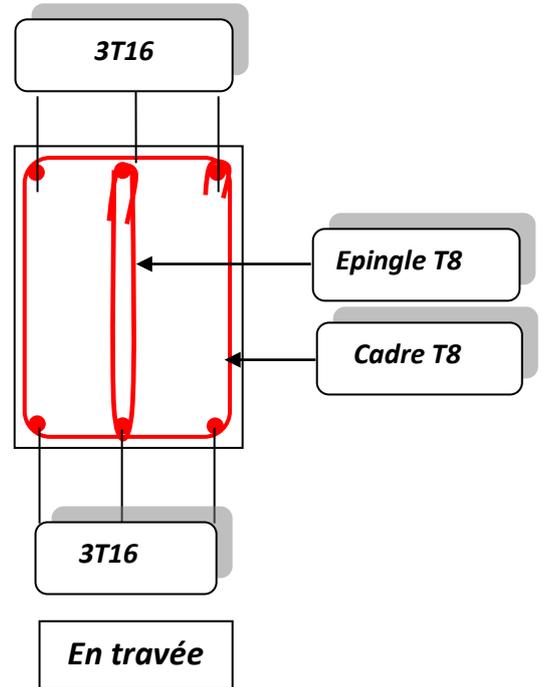
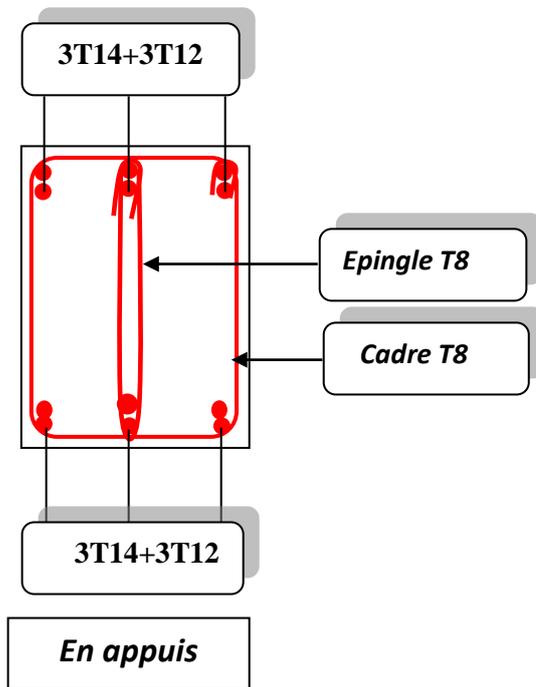
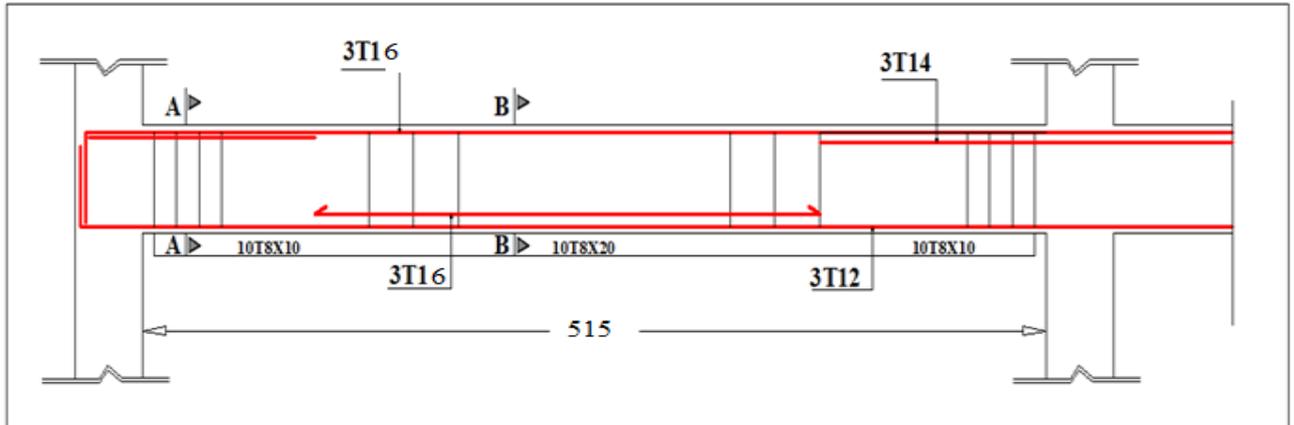
✓ **Vérification selon le RPA**

Zone nodale: $St \leq \min(h/4, 30\text{cm})$ $St \leq 10 \longrightarrow St = 10\text{cm}$.

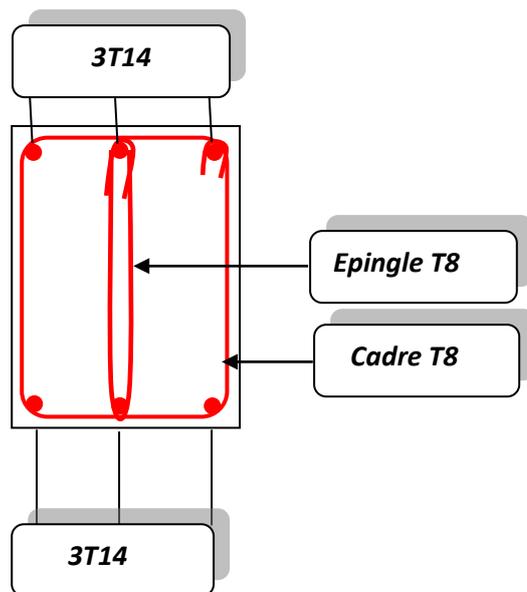
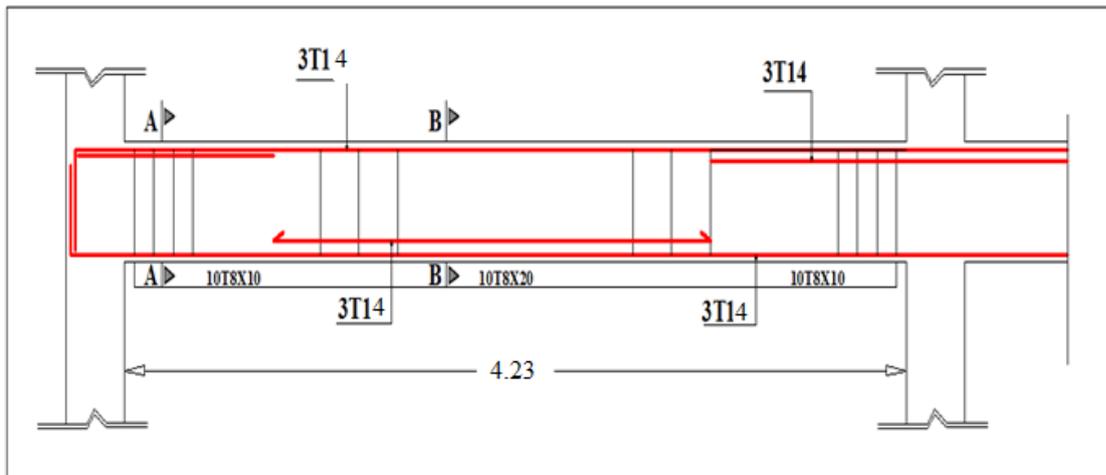
Zone courante : $St \leq h/2$ $St \leq 40/2 \longrightarrow St = 20\text{cm}$

Schéma des ferrillages des poutres :

➤ **Poutre Principale (30x50) cm²**

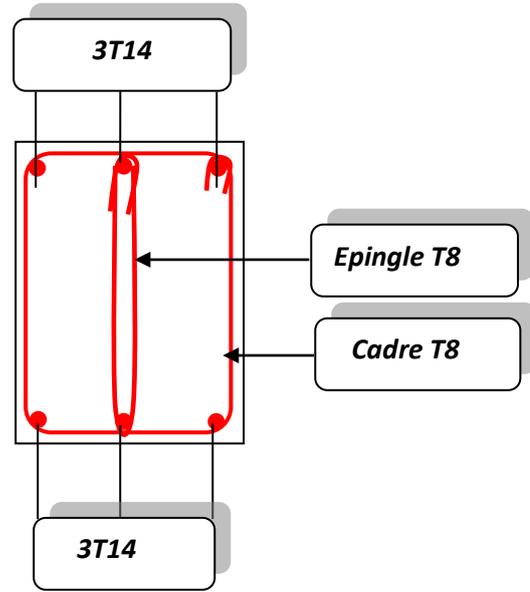


➤ **Poutre Secondaire : (30x40) cm²**



En appuis

Coupe A-A



En travée

Coupe B-B

II-les poteaux :

Les poteaux sont des éléments rigides verticaux qui transmettent à l'infrastructure les charges de la superstructure.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée puis ferrailés conformément aux règles en vigueur pour les permettre de résister aux effets de l'action des charges qui leur sont appliquées :

Sachant que dans notre projet tous les poteaux sont portés aux mêmes dimensions (50*50 cm) et donc nous allons faire le calcul en une seule zone sous les sollicitations les plus défavorables.

N max \longrightarrow M correspondant

M max \longrightarrow N correspondant

➤ Les données du calcul :

Poteau (50*50) cm : c = 3cm ; d = 47cm.

✓ Les données grâce au logiciel robot :

A l'ELU : $M_u = 1.947 \text{ T.m}$ et $N_u = 122.313 \text{ T}$.

A l'ELS : $M_s = 1.425 \text{ T.m}$ et $N_s = 89.806 \text{ T}$

✓ Calcul de l'excentricité e_o :

$e_o = M_u/N_u = 1.947/122.313 \longrightarrow e_o = 1.59 \text{ cm}$

$e_o < (h/2) - c = (50/2) - 3 = 22 \longrightarrow e_o = 1.59 < (h/2) - c = 22 \dots\dots \text{ok}$

✓ Calcul du moment d'inertie :

Pour le Poteau : $I_{pot} = (b \cdot h^3/12) = 50 \cdot 50^3/12 = 520833.33 \text{ cm}^4$.

Pour la poutre : $I_{pout} = 30 \cdot 50^3/12 = 312500 \text{ cm}^4$.

On constate que $I_{pot} > I_{pout}$, d'où $L_f = L_o = 391 - 50 = 341 \text{ cm}$.

✓ L'excentricité accidentelle e_a :

$e_a = \text{Max}(2 \text{ cm} ; L_f/250 \text{ cm} = 391/250 = 1.6 \text{ cm}) \longrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$

Soit $e_1 = e_o + e_a = 3.59 \text{ cm}$.

✓ Condition d'application de la méthode simplifiée :

$L_f/h \leq \text{Max}(20 \cdot e_1/h ; 15 \text{ cm})$.

$391/50 \leq \text{Max}(20 \cdot 3.59/50 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow 7.82 \text{ cm} \leq (1.44 ; 15 \text{ cm}) \text{ ok}$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

✓ Effet de la nature des charges :

(L'excentricité due aux effets de second ordre e_2) :

$$\lambda = 10(1 - M_u/15M_s) = 10(1 - 1.947/15 \cdot 1.425) = \lambda = 4.43$$

$$\emptyset = \epsilon_f/\epsilon_i \text{ pour ce rapport, généralement en cm.} \quad \emptyset = 2\text{cm.}$$

$$\text{Donc } e_2 \text{ devient : } e_2 = 3L_f^2 \cdot (2 + \lambda \emptyset) / (10^4 \cdot h) \quad e_2 = 16.25\text{cm}$$

On peut finalement calculer l'excentricité totale e :

$$e = e_1 + e_2 = 3.59 + 16.25 = 19.84$$

✓ **La flexion composée :**

$$M_u = N_u \cdot e = 122.313\text{T} \cdot 0.1984\text{m} = 24.26\text{Tf.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u(d-h/2) = 24.26 + 122.313(0.47 - 0.50/2) = 51.169\text{Tf.m.}$$

Comparons l'équation suivante pour connaître si la section est partiellement comprimée ou non :

$$N_u(d-c) - M_1 < (0.337 - 0.81 \cdot c/h) \cdot b d^2 \cdot f_{bc}$$

$$122.313(0.47 - 0.03) - 51.169 < (0.337 - 0.81 \cdot 0.03/0.50) \cdot 0.50 \cdot 0.47^2 \cdot 1420$$

$$2.648\text{Tf.m} < 45.23\text{Tf.m.} \text{ D'où la section est partiellement comprimée et le calcul se fera}$$

comme celui de section rectangulaire en flexion simple sous le moment ($M_1 = 51.169\text{Tf.m.}$).

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{51.169 \times 10^5}{142 \times 50 \times 47^2} = 0.326$$

$$\mu = 0.326 < \mu_R = 0.392$$

$$\epsilon'_s = 3.19\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = 348\text{Mpa.}$$

$$A_s = \left[\frac{M_1 + 0.8\lambda \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}(0.4\lambda \cdot d - C)}{Fe \cdot b \cdot c} \right] - N_u/fe$$

$$= \left[\frac{51.169 \cdot 10^5 + 0.8 \cdot 4.43 \cdot 50 \cdot 47 \cdot 250(0.4 \cdot 4.43 \cdot 47 - 3)}{400 \cdot 50 \cdot 3} \right] - 122.313 \cdot 10^5 / 400$$

$A_s < 0$ donc le ferrailage est avec min.

D'après RPA, $A_{min} \geq 0.8\%$ de la section ($b \cdot h$).

$$A_{min} \geq 0.8\% \cdot 50 \cdot 50 = 20\text{cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } 8\text{T}20 = 25.13\text{cm}^2 \longrightarrow A_s = 25.13\text{cm}^2.$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 1.425\text{Tm} \quad \text{et} \quad N_s = 89.806\text{T}$$

- **La section homogène :** $B = b \cdot h + \eta (A_1 + A_2) = 50 \cdot 50 + 15 \cdot 25.13$

$$B = 2876.95\text{cm}^2.$$

- **Moment statique :**

$$M_{st} = (bh^2/2) + 15A_1 \cdot c' + 15A_2 \cdot d = (50 \cdot 50^2/2) + 15(25.13 \cdot 47)$$

$$M_{st} = 80216.65\text{cm}^3.$$

$$V' = V = M_{st}/B = 80216.65/2876.95 \longrightarrow V = 27.9\text{cm.}$$

- **Le moment d'inertie :** $I = b/3 \cdot (V^3 + V'^3) + 15A_1 (V-c)^2 + 15A_2 (V' - c')^2$

Avec $A_1 = A_2 = AS/2$.

$$I = 50/3 \cdot (32^3 + 32^3) + 15 \cdot 25.13/2 (32 - 3)^2 + 15 \cdot 25.13/2 (32 - 3)^2$$

$$I = 1409281 \text{ cm}^4.$$

$$e_o = M_s/N_s = 1.425/89.806 \Rightarrow e_o = 1.59 \text{ cm} < h/6 = 50/6 = 8.3 \text{ cm} \dots \text{vérifier.}$$

- **Les contraintes minimales :**

$$\sigma_{\min} = (N_s/B) - M_s \cdot V/I = (89.806/10^3/50 \cdot 50) - 1.425 \cdot 10^3 \cdot 32/1409281$$

$$\sigma_{\min} = 35.89 \text{ kgf/cm}^2 > 0$$

- **Les contraintes maximales:**

$$\sigma_{\max} = (N_s/B) + M_s \cdot V/I = (89.806/10^3/50 \cdot 50) + 1.425 \cdot 10^3 \cdot 32/1409281$$

$$\sigma_{\max} = 35.95 \text{ kgf/cm}^2 < 150 \text{ kgf/cm}^2. \quad \text{Vérifier}$$

Donc la section est entièrement comprimée d'après la vérification de ces deux contraintes.

- ✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$T = T_u/b \cdot d$$

$$T_u = 5.800 \text{ Tf} \quad T = 5.800 \cdot 10^3/50 \cdot 47$$

D'où $T_u = 2.468 \text{ kgf/cm}^2 < \tau = 21 \text{ kgf/cm}^2$. La condition est vérifiée.

- ✓ **Calcul des armatures :**

Selon le RPA99-2003, le choix des armatures longitudinales et transversales en zone II se fait de la manière suivante :

- ❖ **Les armatures longitudinales :**

1-le pourcentage minimal des armatures :

$$A_{\min} \geq 0.8\% (b \cdot h).$$

$$A_{\min} \geq 0.8\% \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2.$$

2-le pourcentage maximal des armatures :

En zone courante : $A_{\max} = 4\% B$

$$A_{\max} = 0.04 \cdot 50 \cdot 50 \quad A_{\max} = 100 \text{ cm}^2.$$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% B$

$$A_{\max} = 0.06 \cdot 50 \cdot 50 \quad A_{\max} = 150 \text{ cm}^2.$$

3-longueur de recouvrement : $L = 40\tau$

$$L = 40 \cdot 1.4 = 56 \text{ cm}.$$

- ❖ **Les armatures transversales :**

$\emptyset_t = \text{Min} (h/35 ; \tau_l ; b/10)$ avec $h = 50 \text{ cm}$; $\tau_l = 1.4$ et $b = 50 \text{ cm}$ on aura alors :

$$\emptyset_l \geq \text{Min}(1.43 ; 1.4 ; 5) \quad \emptyset_t \geq 1.4 \text{ cm} \text{ soit } 2\emptyset_{12} = 2.26 \text{ cm} > 1.4 \text{ cm}.$$

En zone nodale : $St \leq \text{min}(10\emptyset_l ; 15) \text{ cm} = \text{min}(10 \cdot 1.4 ; 15 \text{ cm})$.

On adopte $St = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $St \leq 15\phi l = 15 \cdot 1.4 = 21 \text{ cm}$ donc on adopte $St = 20 \text{ cm}$.

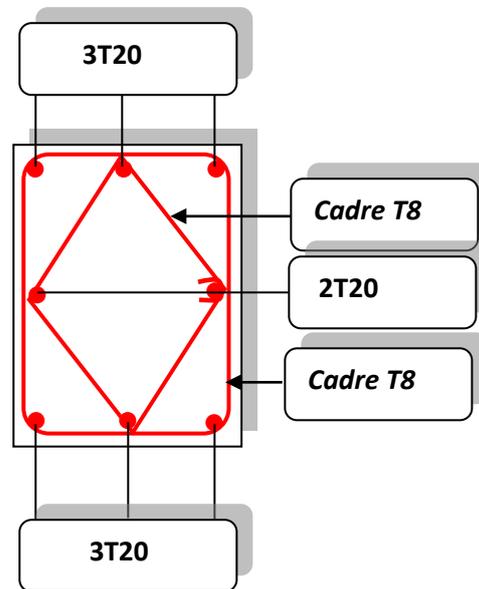


Schéma de ferrailage de poteau :

Voile en béton armé :

❖ Définition du voile :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Classification des types de voiles :

- Voile pleine ou voile sans raidisseur ;
- Voile avec raidisseur ;
- Voile avec une seule file d'ouverture ;
- Voile avec plusieurs files d'ouverture ;

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/version2003 [5]. La raison est que les voiles outre que leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir :

- 1-Augmenter la rigidité de l'ouvrage ;
- 2-Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- 3-Diminue les dégâts des éléments non porteurs dont le cout de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- 4-Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut batiment dont le déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- 5-Rend le comportement de la structure plus faible que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

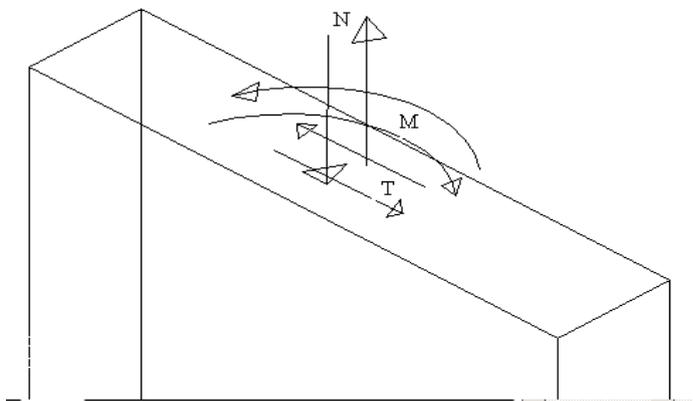
➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles :

❖ Caractéristiques géométriques :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base (voir la figure ci-dessous).

✓ Voile plein :

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assure la résistance aux forces horizontales. Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élançement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne. Il ya lieu de distinguer les voiles élancés (élançement H/L supérieur à 2 environ) et les voiles courts (élançement H/L inférieur à 2).



➤ Caractéristiques mécanique :

La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales (pourcentage p_v), d'armature horizontale (pourcentage p_h). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Et enfin les armatures de l'âme horizontale et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Les différents pourcentages réglementaires seront exposés comme ceci :

Ferraillage vertical :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 décrites ci-dessous :

1-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 horizontale du béton tendu.

2-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.

3-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).

4-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.

Le ferraillage horizontal :

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
3. 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.

✓ **Règles communes :**

1/ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \geq 1.5a \quad a : \text{Epaisseur du voile.}$$

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

2/Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre 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 $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.

3/Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4/Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement 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.

Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

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.

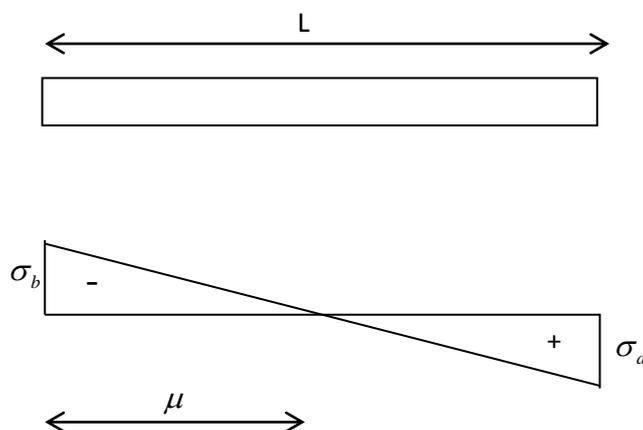
Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

- Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : $[\mu]$ 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 :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

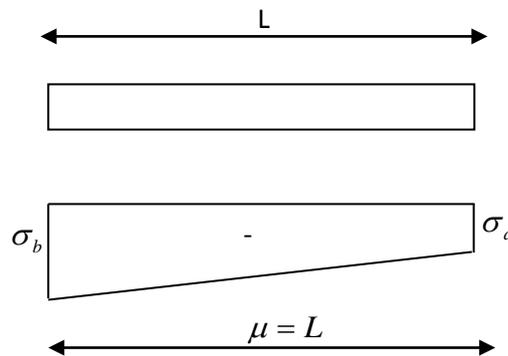
La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

B- Section entièrement tendue :

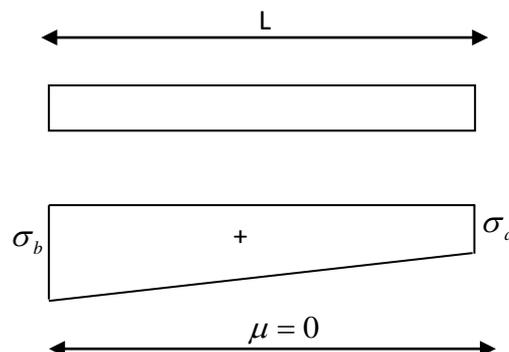
Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right]$



C- 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 :

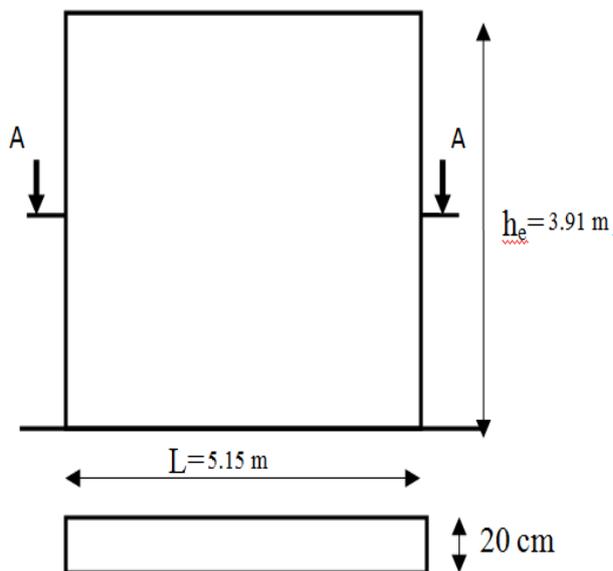
Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G+Q \pm 1.2 E$$

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.3.1. Ferrailage de voile sans ouverture :



Remarque :

Le se ferrera sur une bande verticale de largeur d :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3). \text{ Avec:}$$

L_c : étant la longueur de la zone comprimée

Et h_e : hauteur libre de niveau.

Exemple de calcul d'un voile disposé dans le sens Y au niveau RDC :

$$L = b = 5.15m ;$$

$$h_e = 3.91 m$$

$$\text{et } e = 0.2m.$$

Le tableau des valeurs des efforts soumis du voile données par le logiciel :

Panneau/Coupe/Ca	NRx [T]	MRz [Tm]	TRy	sRo	sRe	tR [T]	TRz	MRy [Tm]
s			[T]	[T]	[T]		[T]	

MAX	-2,387	475,103	128,97 6	1,11	1,12	1,32	24,27	36,68
Panneau	2963	2963	2963	2963	2963	2963	2963	2963
Coupe	31-32	29-31	29-31	29-31	29-31	29~31 - 30~32	29-31	30-32
MIN	-592,550	-479,385	- 128,10 8	-0,999	-1,009	-0,133	- 2,469	-2,670
Panneau	2963	2963	2963	2963	2963	2963	2963	2963
Cas	15 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

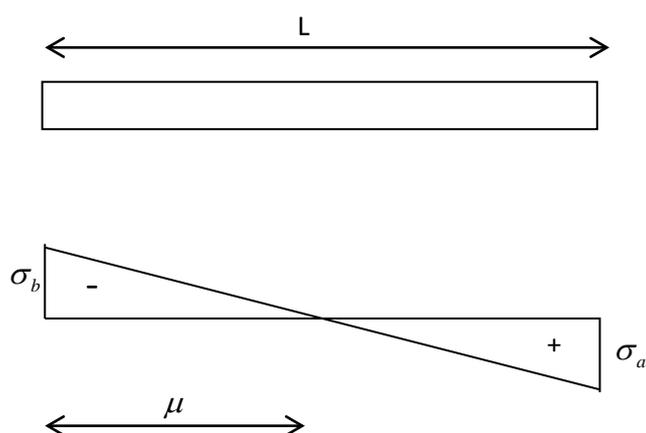
$$\sigma_a = N/A + M*Y/I \quad \text{et} \quad \sigma_b = N/A - M*Y/I \quad \text{avec} \quad I = b^3h/12 = 2.276m^4.$$

$$A = b*h = 1.03m^2 \quad \text{et} \quad Y = L/2 = 2.575 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 535.20t/m^2.$$

$$\sigma_b = -1117.65t/m^2.$$

La section est partiellement comprimée d'après les résultats des contraintes.



$d \leq \min (he/2 ; 2/3Lc)$ avec Lc : longueur de la comprimée.

$$Lc = (\sigma_a * I) / (\sigma_a + \sigma_b)$$

$$Lc = (535.20 * 5.15) / (535.20 + 1117.65) = 1.67 \text{ m}$$

$d = \min(1.95 ; 1.11)$ on prend $d = 1.11\text{m}$.

La barre extrême est tendue. Le ferrailage se fera par système pour la section tendue et pour le voile entier.

$$\text{tg}\Theta = \sigma_b/Lt = 1117.65/(5.15 - 1.67) = 321.164\text{T/m}$$

$$\sigma_3 = \text{tg}\Theta (Lt - d) = 321.164(3.48 - 1.11) = 761.158 \text{ T/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 = 939.40 \text{ Tm}^2.$$

$$F_t (\text{traction}) = \sigma_{\text{moy}}*(d*e) = 939.40*(1.11*0.2) = 208547\text{kg}$$

$$A_s \geq F_t / f_e = 208547/4000 = 52.14\text{cm}^2.$$

D'après RPA, le pourcentage minimal des armatures verticales sur la zone tendue est 0.2% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\text{min}} = 0.2\%B = 0.002*111*20 = 4.44 \text{ cm}^2. \quad A_s > A_{\text{min}} \dots\dots \text{Vérifier.}$$

On adopte : **2 files 8HA14 et 2files 8HA16 = 16.08 = 56.8cm².**

$$\sigma_4 = \text{tg}\Theta (Lt-2d) = 321.164(3.48 - 2*1.11) = 404.66\text{T/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \sigma_3 + \sigma_4/2 = 582.912\text{t/m}^2.$$

$$F_t = 582.912(1.11*0.2) = 129406.54\text{kg}$$

$$A_s \geq F_t / f_e = 129406.54/4000 = 32.35\text{cm}^2.$$

On adopte **2files 8T16 = 32.16cm².**

✓ **Espacement :**

En zone courante : $St \leq \min(1.5e ; 20)\text{cm} = (30\text{cm} ; 20\text{cm}).$

$$St = 20\text{cm}.$$

En zone d'atout : $Sta = St/2 = 10\text{cm}.$

Armature horizontales :

D'après BAEL91, $A_h = A_v/4 = 22.288\text{cm}^2.$ On adopte **2 files 14T10 = 22cm².**

Armature transversales :soit des cadres T8.

✓ **Vérification des contraintes :**

D'après le RPA : $T_b = 1.4*V_u/b*d \leq T_{\text{adm}}$

$$T_b = (1.4*128.976/5.15*0.2*0.9) = 194.79\text{T/m}^2 = 1.947\text{Mpa}.$$

$$T_b = 1.947\text{Mpa} \leq T_{\text{admin}} = 5\text{Mpa} \dots\dots \text{Vérifier.}$$

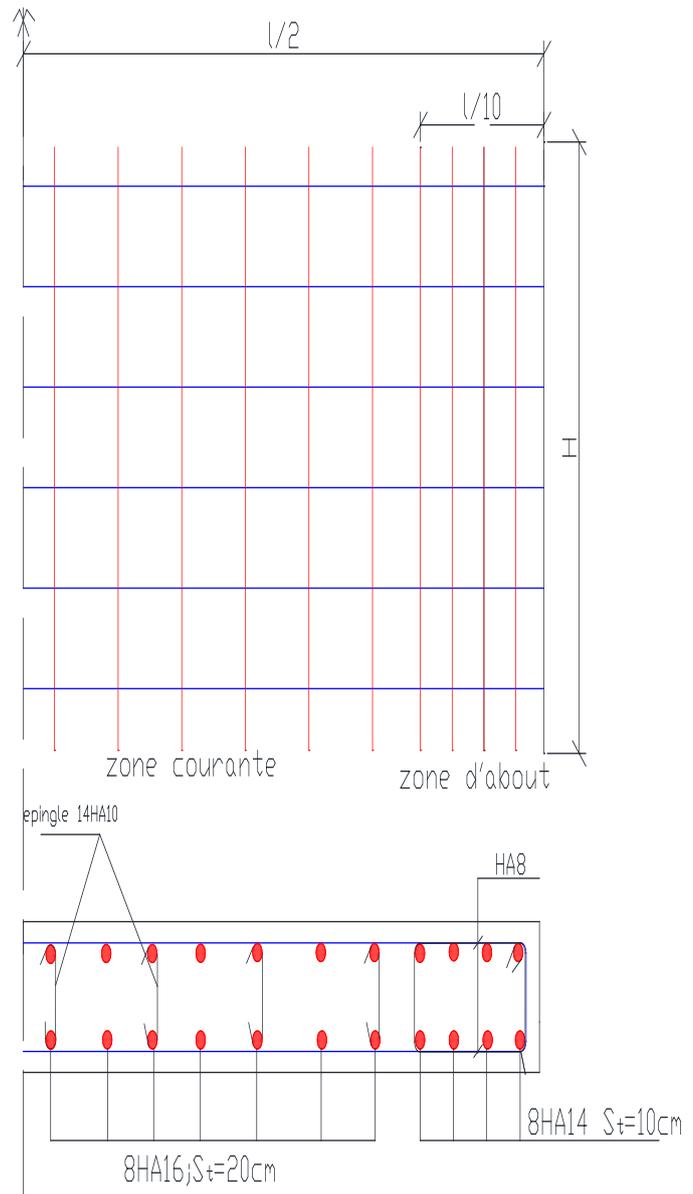
❖ **Vérification à l'ELS :**

$$N_{\text{ser}} = 484.031\text{T} (\text{logiciel}).$$

$$\sigma_b = N_{\text{ser}}/(B+15A) \leq \sigma_{\text{ba dm}}. \text{ Avec } \sigma_{\text{badm}} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}.$$

$$\sigma_b = 484.03110^3/(18740 + 15*56.8) = 24.705 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b 24.705\text{kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 150\text{kg/cm}^2. \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$



Ferraillage du voile :

Etude de l'infrastructure :

I-Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui le supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

II-Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir :

- Nature du terrain ;
- Nature du sol ;
- Nature de l'ouvrage (groupe 2 notre cas) ;
- 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 ;

Notre ouvrage étant réalisé en voile porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à deux bars, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

1- Semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$N_s = 2609.51 \text{ T} ; \quad \overline{\sigma_{sol}} = 20 \text{ t/m}^2 \quad S = 130.48 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a la surface du bâtiment est: } S_{bat} = 26.8 * 18.6 = 498.48 \text{ m}^2$$

Le rapport $S_s/S_{bat} = 0.262 = 26.2\% < 50\%$

✓ **Condition de non chevauchement avec les poteaux de la file parallèle :**

$$B \geq N_{se} / \sigma_{sol} \times L \quad \longrightarrow \quad 2609.51 / 26.8 \times 20 = 4.868 \text{ m.}$$

Cette valeur est très grande par rapport aux dimensions entre les deux files parallèles de certains poteaux. Donc il y aura chevauchement ; on envisage comme solution pour la fondation de notre projet : le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) 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.

2- Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur la quelle les murs et poteaux prennent appuis.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

❖ **L'épaisseur du radier :**

✓ **Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis a vis l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 5,15 m.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.15 ; d : 0.9h ; \text{ et } b = 1\text{m. } f_{c28} = 2510^2 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times b \times 0,07 f_{cj}}$$

$$\text{On a: } N_u = 9648.399 \text{ T} \quad S_{rad} = 498.48 \text{ m}^2 \Rightarrow h = 36.39 \text{ cm.}$$

✓ **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\max}/8 \leq h_r \leq L_{\max}/5 :$$

Avec L_{\max} : distance maximale entre deux files parallèles successifs = 4.23m.

D'où $52.87 \leq h_r \leq 84.6$ on adopte la valeur moyenne $h_r = 70\text{cm}$.

✓ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : \text{Longueur élastique}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5.15m

E : module d'élasticité du béton $E = 32164195\text{KN/m}^2$.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol moyen ; $K = 50000\text{KN/m}^3$

b : largeur du radier

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'où : } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot 2L_{\max}^4}{E\pi^4}} = 0,81\text{m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_n = 80\text{ cm}$ pour nervure et $h=40\text{cm}$ pour la dalle d'après toutes ces conditions.

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Article A.5.2.4.2}) \quad \text{C.B.A.}$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = 249.768T.

$$\mu_c : \text{périmètre du contour cisailé} = 2(L+b+2*hr) = 2(3.75+0.2+2*0.80) = 11.1\text{m}$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 760.108T$$

$N_u = 249.768T \leq 760.108T$ on peut conclure qu'il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

➤ **Calcul de la surface minimal du radier :**

La surface du radier doit être telle quelle puisse vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{adm} > \frac{N_{ser}}{S} \text{ avec } \sigma_{adm} = 2\text{bars} = 20\text{t/m}^2.$$

$$N_s = (Q + G + \text{Gradier}) = (3239.132\text{t}) + (0.8\text{m} * 498.48 \text{ m}^2 * 2.5\text{T/m}^3).$$

$$N_s = 4236.092\text{T}.$$

$S \geq N_s/\sigma = 211.80\text{m}^2$. C'est la surface minimale qu'occupe le radier.

Puisque la surface du bâtiment est supérieure par rapport à la surface nécessaire du radier, on va prévoir le débord selon la condition ci-dessous :

-L'emprise totale de l'immeuble est de : $S_{bat} = 498.48\text{m}^2 > S_{min} = 211.80\text{m}^2$.

-L'emprise totale avec un débordement de :

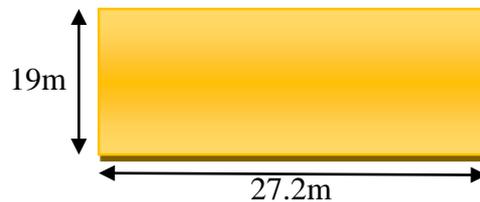
$$D \text{ (débord)} \geq \max(h/2; 30\text{cm})$$

$$D = 40\text{cm}$$

$$\text{Donc } S = 19 * 27.2 = 516.8\text{m}^2$$

$$N_s/S = (G_{bat} + Q_{bat} + 2.5 * 0.8 * 516.8)/S$$

$N_s/S = 8.27\text{T/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 20\text{t/m}^2$. La condition est vérifiée.



➤ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique:**

La vérification de radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que:

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r$$

$$\text{Avec : } W = W_{bat} + W_{rad} = 1037.279 + 3239.132 = 4276.41 \text{ t}$$

$F_s = 1.5$ Coefficient de sécurité

$\delta = 1\text{t/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 2\text{m}$: Hauteur d'ancrage du radier

S = surface du radier.

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 1495.44\text{t}$$

$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Vérification de la stabilité (ou à la contrainte du sol):**

Sous l'effet de charge horizontales (forces sismiques), il y'a developement d'un moment renversant.

A cet effet, les extrémités du radier doivent etre vérifiées:

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **(0.8G ± E)**
- Aux contraintes de compression maximale avec la combinaison G+Q+E.

➤ **Vérification au soulèvement: 0.8G ± E**

Pour faire la vérification en question, il nous faut définir ce qui suit :

$$\sigma_1 = N_s/S + MV/I ; \sigma_2 = N_s/S - MV/I \quad \sigma_{moy} = 3\sigma_1 + \sigma_2 / 4 \leq \sigma_{adm} \quad \text{avec :}$$

$$I_y = 27.15^3 * 18.95 / 12 = 31603.66 \text{ m}^4; \quad V_y = 9.45\text{m}$$

$$I_x = 27.15 * 18.95^3 / 12 = 15396.29 \text{ m}^4; \quad V_x = 13.575\text{m}$$

$$S = 18.95 * 27.15 = 514.493\text{m}^4.$$

Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) donné par le logiciel robot :

$$X_g = 13.05\text{m} \text{ et } Y_g = 8.95\text{m}$$

✓ **Détermination de l'excentricité :**

$$e_x = V_x - X_g = 0.525 \text{ m} \quad \text{et} \quad e_y = V_y - Y_g = 0.5\text{m}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0.8G+E		0.8G-E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N(t)	3981,65	2594,44	1260,77	1246,79
M(Tm)=N*e	2090.366	1297.22	661.90	623.395
e(m)	0.525	0.5	0.525	0.5
I(m4)	15396.29	31603.66	15396.29	31603.66
σ1	9.582	5.431	3.034	2.609
σ2	5.896	4.655	1.867	2.237
σmoy	8.66	5.237	2.742	2.516
σadm	20	20	20	20
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau : Vérification de soulèvement :

➤ **Vérification de stabilité au renversement : $0.8G \pm E$:**

Elle est assurée si : $e = M/N \leq L/4$ (RPA art.10.1.5)

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N(t)	3981,65	2594,44	1260,77	1246,79
M(t m)	2090.366	1297.22	661.90	623.395
$e = M/N$	0.52	0.5	0.52	0.5
L/4	6.79	4.74	6.79	4.74
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau : vérification de stabilité au renversement.

➤ **Vérification de compression : $G + Q + E$:**

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0.8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N(t)	4357,31	2989,99
$M(Tm)=N*e$	2287.588	1494.995
$e(m)$	0.525	0.5
$I(m^4)$	15396.29	31603.66
σ_1	10.485	6.259
σ_2	6.453	5.365
σ_{moy}	9.48	6.04
σ_{adm}	20	20
Condition	Vérifié	Vérifié

Alors toutes les conditions de stabilité sont vérifiées pour les deux combinaisons.

➤ **Ferraillage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

a-Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs :

-dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x qL_x^2$

-dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des μ_x et μ_y ont pour fonction $\rho = L_x / L_y$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés 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 (panneaux intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$; $M_{ty} = 0.75M_y$) ;
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x$; $M_{ay} = 0.5M_y$)

-si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x$; $M_{ty} = 0.85M_y$) ;
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.3M_x$; $M_{ay} = 0.3M_y$) ;

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions comme suit : ou $L_x = 3.20m$ et $L_y = 5.15m$.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension est supérieur à « 0.40 ».

b- Evaluation des charges et surcharges :

❖ **Les valeurs des charges ultimes :**

✓ **L'ELU :**

$q_u = N_u + 1.5S / S_{rad} = 20.85T/m$

✓ **L'ELS :**

$Q_{ser} = 20.35T/m$

❖ **Calcul des efforts à l'ELU :**

$$\rho = L_x / L_y = 3.20/5.15 = 0.62 > 0.4$$

$$\mu_x = \frac{1}{8.(1 + 2,4\alpha^3)} = 0.0795$$

$$\mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho) = 0.319$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 16.97 \text{t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.42 \text{t.m}$$

a-Sens x-x :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 12.72 \text{t.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 8.485 \text{t.m}$$

b-Sens y-y :

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 4.065 \text{t.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 2.71 \text{t.m}$$

❖ **Calcul des efforts à l'ELS :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 16.56 \text{t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.28 \text{t.m}$$

a-Sens x-x :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 12.42 \text{t.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 8.28 \text{t.m}$$

b-Sens y-y :

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 3.964 \text{t.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 2.64 \text{t.m}$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

✓ **A L'ELU :**

A-EN TRAVEES:

	M _(travée)	D(cm)	μ	α	Z	As'(cm ²)	As	A _{adopté}	A _{min}
SENS X	12.72	35	0.073	0.095	33.67	0	10.85	12.32	4.23
SENS Y	4.065	35	0.023	0.029	34.58	0	3.37	9.05	4.23

On adopte 8HA14 = 12.32cm² sens X et 8HA12 = 9.05 sens Y

B-EN APPUIS:

	M _(travée)	D(cm)	μ	α	Z	As'(cm ²)	As	A _{adopté}	A _{min}
SENS X	8.485	35	0.048	0.062	34.12	0	7.15	9.05	4.23
SENS Y	2.71	35	0.015	0.019	34.73	0	2.24	9.05	4.23

On adopte 8HA12 = 9.05cm² sens X et sens Y

✓ **A L'ELS :**

• **TABLEAU RECAPITULATIF :**

A-EN TRAVEES:

	I (cm ⁴)	σ _b '(kg/cm ²)	σ _b (kg/cm ²)	σ _s '(kg/cm ²)	σ _s (Kg/cm ²)
SENS X	128587.63	150	50.24	1923.37	2020
SENS Y	179623.41	150	64.42	1507.27	2020

A-EN APPUI:

	MSER	I (cm ⁴)	σ _b '(kg/cm ²)	σ _b (kg/cm ²)	σ _s '(kg/cm ²)	σ _s (Kg/cm ²)
SENS X	8.28	275602.78	150	79.67	1195.12	2020
SENS Y	2.64	195561.23	150	37.15	1083.32	2020

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,2.f_{c28} / 1.5; 5MPa) = 3.3MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2 + \rho} = \frac{20.85(3,2)^2}{2 + 0.62} = 81.49T$$

$$\tau_u = \frac{81.49 \cdot 10^{-3}}{100 * 35} = 2.33MPa$$

$$\tau_{lim} = \min(3.33MPa, 5MPa)$$

$$\tau_u = 2,33MPa < \bar{\tau}_u = 3.3MPa \dots \dots \dots CV$$

Le ferrailage de débord

On l'étudie comme une console encastrée dans la nervure et libre dans l'autre côté qui charge avec la contrainte du sol.

b= 1m; h = 40cm; d = 35cm; L=0.4m $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$

à ELU :

On a:

$q_u = 17.60\text{t/m}^2$ pour (1ml)

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} \quad (L=0,4\text{m})$$

$$M_u = 17.60 \times (0,4)^2 / 2 \Rightarrow M_u = 1.408 \text{ t/m}^2$$

Calcul de ferrailage :

$f_{bc}=14.2 \text{ MPa}$ $\sigma_s= 348 \text{ MPa}$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,008$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 34, 86 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 1, 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 4, 23 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T14 par ml ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm

✓ **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 12.83\text{t/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$M_s = q_s \cdot l^2 / 2 = 1.026\text{t/m}^2$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,005$$

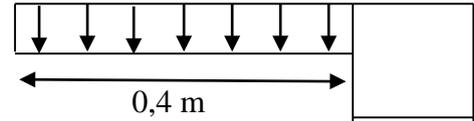
$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,007$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 34, 89 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 4, 23 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T14 par ml ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm



❖ **Ferraillage de la nervure :**

✓ **Charges et surcharges :**

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

✓ **Evaluation des charges :**

1-A l'ELU :

$$Q_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2 + \rho}$$

$$Q_u = 44.22 \text{ t/ml}$$

2-A l'ELS :

$$Q_s = 32.45 \text{ t/ml}$$

✓ **Calcul des moments et efforts tranchants :**

1-A l'ELU : $M_o = q_u l^2 / 8 = 146.60 \text{ t.m}$

$$M_t = 0.8 M_o = 117.28 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.5 M_o = 73.3 \text{ t.m}$$

$$T_u = q_u \cdot l / 2 = 113.86 \text{ t.m}$$

2-A l'ELS : $M_o = q_u l^2 / 8 = 107.58 \text{ t.m}$ et $M_t = 0.8 M_o = 86.07 \text{ t.m}$ $M_a = 0.5 M_o = 53.79 \text{ t.m}$

$$T_u = q_u \cdot l / 2 = 83.56 \text{ t.m}$$

✓ **Calcul de ferraillage :**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés.

1-L'ELU :

	$M_{(\text{appui})}$	μ	α	Z	$A_{s'}$	A_s	$A_{\text{adopté}}$	A_{min}
En travée	117.28	0.36	0.605	56.84	0	59.26	64.34	3.62
Sur appui	73.3	0.23	0.330	65.08	0	32.36	39.27	3.62

On a : $8HA32 = 64.34 \text{ cm}^2$ en travée et $8HA25 = 39.27 \text{ cm}^2$ sur appui.

2-L'ELS : fissuration préjudiciable.

	M(ser)	σ_b' (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_s' (Kg/cm ²)
Travée	86.07	150	145.16	2177.42	2020
Appui	53.79	150	143.60	2303.93	2020

Donc il faut augmenter la section d'acier.

D'où on adopte : 10HA32 = 80.42cm en travée et 10HA25 = 49.09cm sur appui.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = Vu/bd \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.15f_c/28/\gamma_b ; 5\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 113.8610^3 / 7500 = 15.2\text{kg/cm}^2 = 1.52\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \text{CV}$$

✓ **Armature de peau :**

$$H \geq 2(h - (f_e/10)) \dots H \geq 2(100 - (400/10)) = 120\text{cm} \geq H = 105\text{cm}.$$

Donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires.

✓ **Espacement des armatures :**

• **Les armatures transversales :**

D'après le RPA 99 VER 2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement st de :

$$St \leq \min (h/2 ; 12 \varnothing L) = (105/2 ; 12 \cdot 2.5). \text{ On prend } st = 20\text{cm en zone nodale.}$$

D'après le CBA93, l'espacement des armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$St \leq \min (15 \varnothing L; 40\text{cm}; a+10 \text{ cm}). \text{ Avec :}$$

$\varnothing L$ = Le plus petit diamètre d'armature longitudinale ;

a = le plus petit cote des dimensions transversales du poteau.

$$St \leq a \leq h/2 \text{ avec } (h=h \text{ d'axe } + h \text{ nervure}). \text{ On prend } st = 25\text{cm.}$$

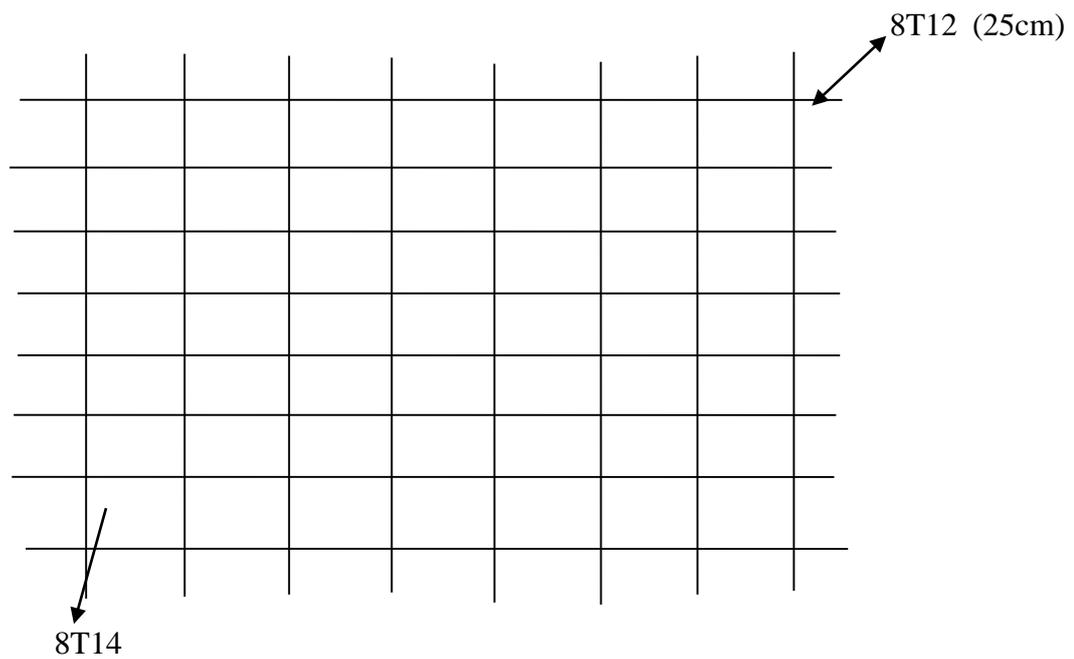
Conclusion : d'après ces deux prescriptions, on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

1-Zone nodale : $St = 20\text{cm}$;

2-zone courante : $St = 25\text{cm}$;

- Armatures de répartitions : $\varnothing L \leq \min (\varnothing L \cdot h/35 ; h/10)$. on prend $\varnothing L = 10$.

1-Nappe en travées :



2-Nappe en appuis :

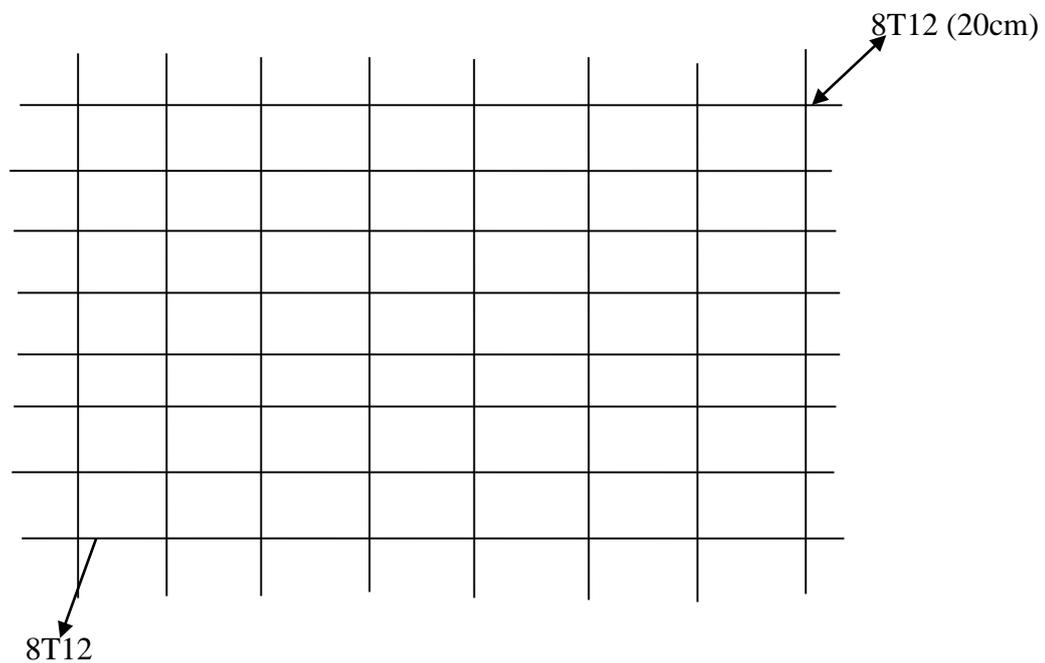
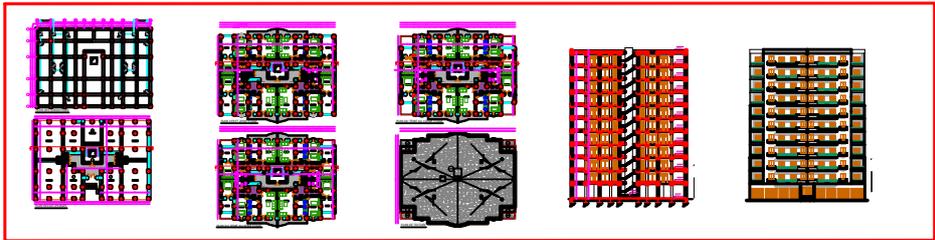
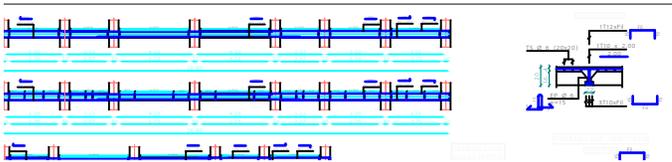
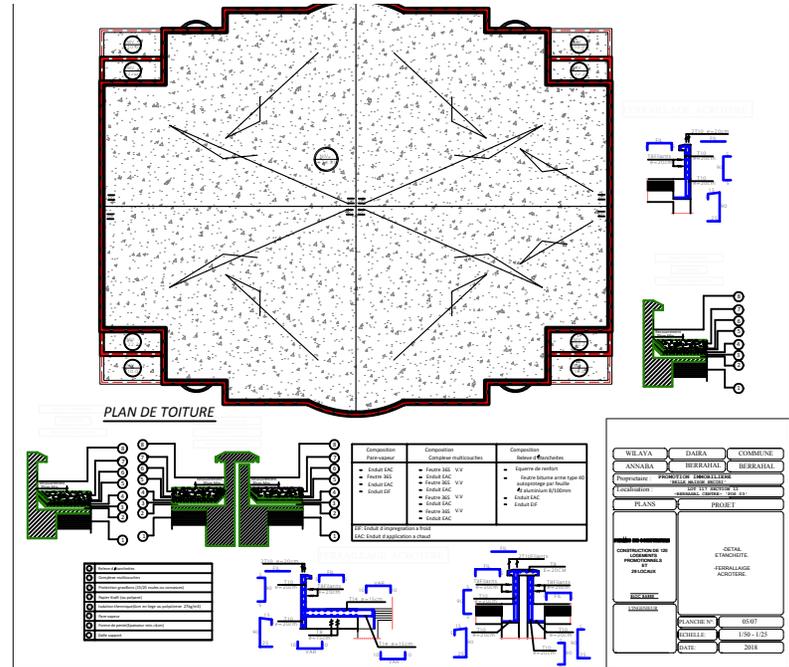
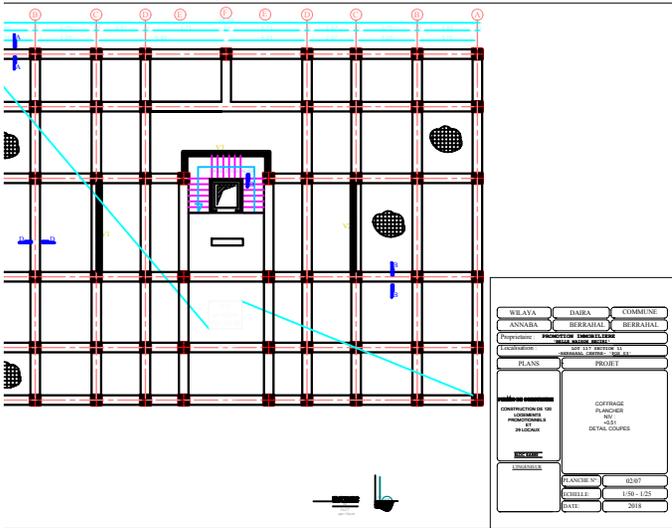


Schéma de ferrailage du radier :





Conclusion :

La réalisation de ce projet représente en quelque sorte, la concrétisation de l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Elle nous a permis de développer l'esprit de recherche, et le savoir de se documenter.

Nous avons constaté par ailleurs, que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise sur le terrain.

A noter aussi que lors de la conception d'ouvrages, la prise en compte de la notion de durabilité relève d'une importance croissante et tend à devenir primordiale ; elle repose d'abord sur un choix pertinent des matériaux de construction.

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 à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « ROBOT et AUTOCAD » lui mêmes.

En fin nous espérons que notre modeste travail sera un guide pour les promotions futures à la recherche des connaissances pour leur avenir radieux.

Bibliographie :

- Règle parasismique Algérien (RPA 99).
- Règle béton armé aux états limites : BAEL91.
- Règle neige et vent (RNV)
- Calcul pratique des fondations et des soutènements
- Dynamique des structures (théorie et application) : Abdelhacine Gousmia
- Conception et calcul des structures de bâtiments
- La construction en zone sismique (V
- Cour de bâtiment 3^e année
- Charges permanentes et charges d'exploitations : DTR BC2.2
- Cour de résistance des matériaux (RDM 3^e année).
- Règle de calcul des fondations superficielles : D.T.U 13.12
- Les mémoires de fin d'études en CCI et en structure
- Les règles de conception et de calcul de structure en béton armé :
C.B.A93
- Les différents logiciels (Robot, Autocad)