

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2018

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

***ETUDE D'UN BLOC ADMINISTRATIF DU PROJET 7000PLACES
PEDAGOGIQUES AU POLE UNIVERSITAIRE EL-BOUNI.***

Domaine : Sciences et Techniques

Spécialité :

GENIE CIVIL

Option :

STRUCTURES

Par

Noms, Prénoms des Etudiants (es)

1/MADADI Abdeldjaoued

2/SAIDI zina

DIRECTEUR DU MEMOIRE :HAMMOUDA ABDELAZIZ, MC, GENIE CIVIL, U B M ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :

EXAMINATEURS :

Sommaire

Remerciement

Chapitre I : Présentation de l'ouvrageP01-04

Chapitre II : Caractéristique des matériaux et règlementsP05-11

Chapitre III : Pré dimensionnement des élémentsP15-22

Chapitre IV : Evaluation et descentes des chargesP23-37

Chapitre V : Etude des PlanchersP38-88

Chapitre VI : Les éléments secondairesP89-111

Chapitre VII : Etude sismiqueP112-127

Chapitre VIII : Etude des portiquesP128-143

Chapitre IX : Les voiles.....P144-154

Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....P155-192

1-PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste à la réalisation d'un bâtiment (R +4) à usage administratif. Il est implanté dans la wilaya d'ANNABA commune d'EL-BOUNI, l'ouvrage est classé Dans « le groupe d'usage 2 », ville situé en zone IIa de sismicité moyenne selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003)

2-Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué de deux (2) blocs de forme curviligne en plan, deux blocs séparés d'un joint de dilatation de 10cm comme le montre la figure(1), dont les dimensions en élévation sont les suivantes :

Dimension	M
Hauteur du RDC	3 ,40m
Hauteur d'étage courant	3,40m
Hauteur totale du bâtiment	17m

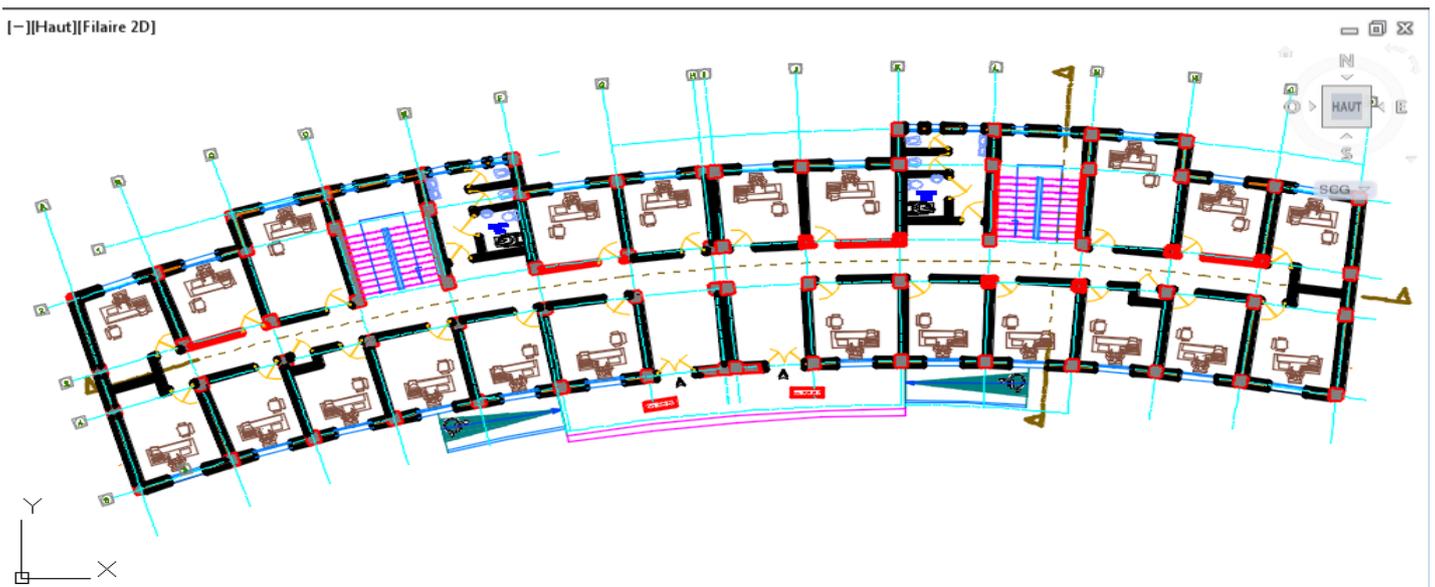
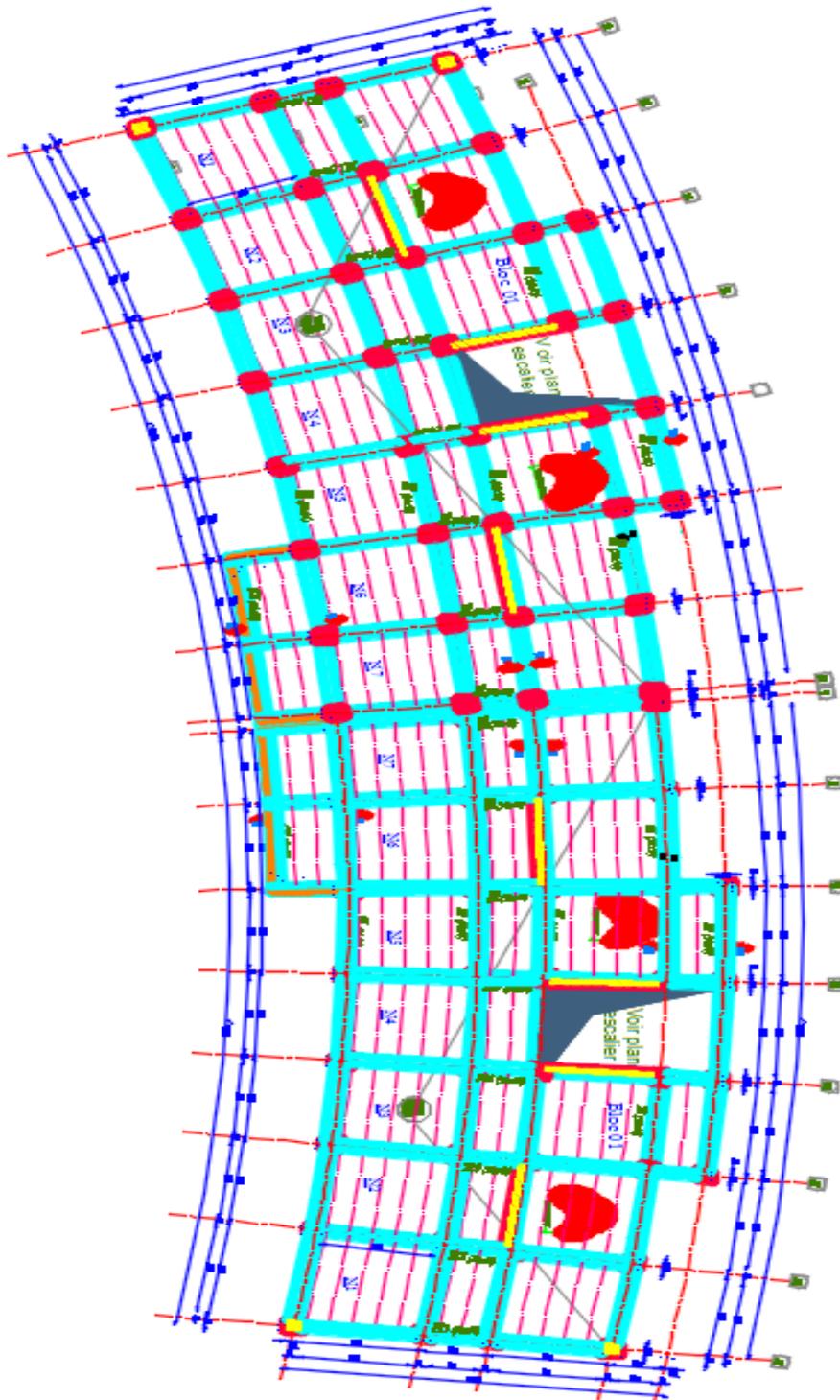


Figure (1) : vue en plan



Figure(2) : plan de coffrage

3- Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classé par le (RPA99/version 2003) comme Zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage2.
- ✓ Le sol du site considère comme rocheux.
- ✓ Contrainte admissible du sol à l'ELU $\sigma_{sol} = 2.7$ à 2 m de profondeur.

4-Elément de l'ouvrage :**A- Plancher :****❖ Plancher en corps creux :**

Ils sont réalisé en corps creux est une dalle de compression reposant sur des poutrelles Coulée sur place, le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme De pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

B- Maçonnerie :**❖ Mur extérieurs:**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 et 10 cm d'épaisseurs avec une Âme d'air de 5cm (15+5+10).

❖ Mur intérieur:

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

C- Escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type a volé parallèles composée d'un pallier et d'une paillasse, réalisés en béton armée.

D- Les revêtements :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eaux
- Plâtre : pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

A- Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'une acrotère en béton armée de 60 cm de hauteur et de 20 cm d'épaisseur.

Caractéristiques des matériaux et règlements

Dans un ouvrage en génie civil le matériel essentiel, utilisé pour la construction des ouvrages est le béton armé c'est-à-dire le béton et l'acier.

II-1 DEFINITION :

A- Béton :

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

- partie inerte : granulats
- partie active : (patte durci)=ciment et 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 dosé à 350kg/m^3 de ciment de résistance 25MPa de composition courante

Pour 1m^3 de béton les composants sont :

- Gravier : 800 litres de 5/25mm
- Sable : 400 litres de 0/5 mm
- Eau : 175 litres d'eau et de gâchages

❖ Ciment :

Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudre fines qui sont rajoutés à l'eau, formant une pâte capable par hydratation de faire prise et de durcir en un temps plus au 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 cinq types principaux :

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

- 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 20 à 45% de laitier avec un filler dans la limite de 3%.
- CLK :(ciment de laitier ou clinker)= ce ciment contient plus de 80% De laitier, le reste de constituant étant le clinker et un filler dans les limites de 3%.

Actuellement les classes du ciment noté= CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V.

❖ **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.

❖ **L'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 consommable.

II-1-CARACTERISTIQUES DU BETON

➤ **Caractéristique physique du béton**

❖ **Masse volumique**

Elle varie de 2,2 à 2,5 t/m³ suivant la quantité d'acier mise dans le béton, elle est généralement considérée égale à 2,5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton = 2500kg/m³

❖ **-Coefficient de dilatation :**

Comme tous matériaux, 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 degrés 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 courte durée d'application.

Module de déformation instantanée à l'âge de j jours :

$$E_{ij} = 11000(f_{ij})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa (A.2.1.2.2,p7,CBA.93)}$$

❖ **Module de déformation différée à l'âge de j jours**

$$E_{vj} = 3700(f_{ij})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa (A.2.1.2.2.p7.CBA.93)}$$

❖ **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 :

$$V = 0 = \text{béton fissuré à E.L.U et à E.L.S.}$$

➤ **CARACTERISTIQUE MECANIQUE**

❖ **Résistance mécanique à la compression**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A93,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 :

$$F_{cj} = j/4,76 + 0,83j * f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = j/1,4 + 0,95j \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = 1,1 f_{c28} \rightarrow j \geq 60 \text{ jours}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25 Mpa

❖ Résistance mécanique à la traction :

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

$$F_{tj} = 0,6 f_{cj} = 0,06 f_{cj} \text{ Mpa)$$

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 $f_{cj} \geq 60 \text{ Mpa}$, $f_{tj} = f_{cj} / 3$

II-2-Les contraintes limites :

En se référant au règlement du B.A.E.L 91 on distingue deux états limités.

II-2-1-Etat limité ultime « E. L . U »

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

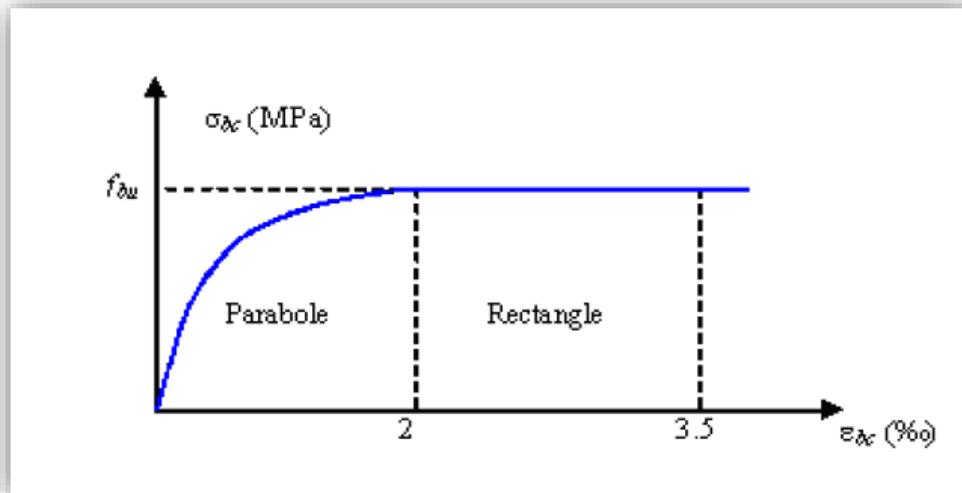
$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

γ_b : coefficient de sécurité tel que

$\gamma_b = 1.5$ dans le cas des actions courantes et transitoires

$\gamma_b = 1.15$ dans le cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant Le fluage du béton.



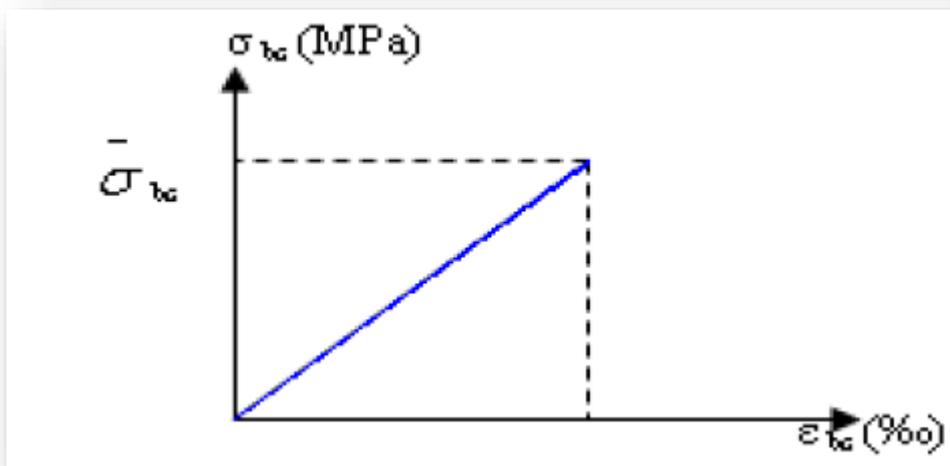
Figure(3) : Diagramme contrainte – déformation ELU

Etat limite de service « E. L .S »

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad ; \quad f_{cj} = f_{c28}$$

$$E_b = E_s / 15$$



Figure(4) : Diagramme contrainte – déformation ELS

II-3 Acier : (CBA 93-art A6.1 2,5,3 p=63)

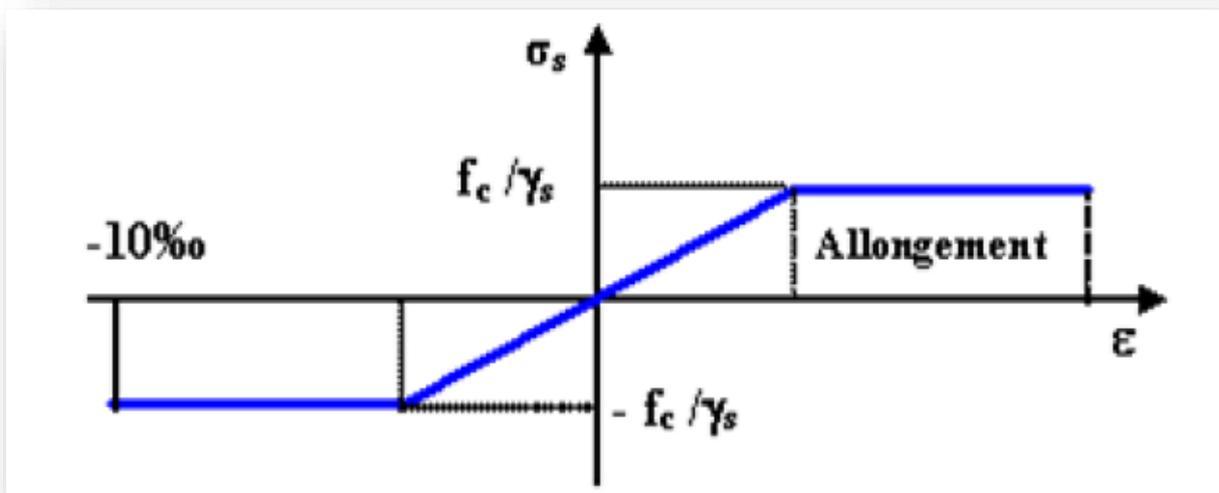
Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont les trois types :

- Les ronds lisses de nuance de Fe E 225 pour les armatures transversales.
 - Les barres hautes adhérences de nuances Fe E 400 pour les armatures longitudinales et Transversales.
 - Les treilles soudés, pour le hourdi des planchers à corps creux, le diagramme « contrainte- Déformation » utilisé est schématisé ci-après(CBA93-art,A2,2,2 p9)
- Fe = désigne la limite élastique variante avec les différentes types d'acier

$\epsilon_s =$ l'allongement limite ‰ 0

$\gamma_s = 1,15$

- La contrainte de traction des armatures est limitée par :



Figure(5) : Diagramme contrainte – déformation

❖ Etat limite service (ELS) :

- Fissuration peu nuisible → σ_s (Mpa) = f_e / γ_s
- Fissuration préjudiciable → σ_s (Mpa) = $\min \{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}} \}$
- Fissuration très préjudiciable → σ_s (mpa) = $\min \{ 0,5 f_e, 90 \sqrt{2 f_{tj}} \}$
- Le diagramme contrainte déformations défini-ci-dessous est par rapport à l'origine des Coordonnées.

$\epsilon_s =$ allongement relatif de l'acier, limite à 10‰

E_s = module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200Mpa

F_e = limite d'élasticité garantie

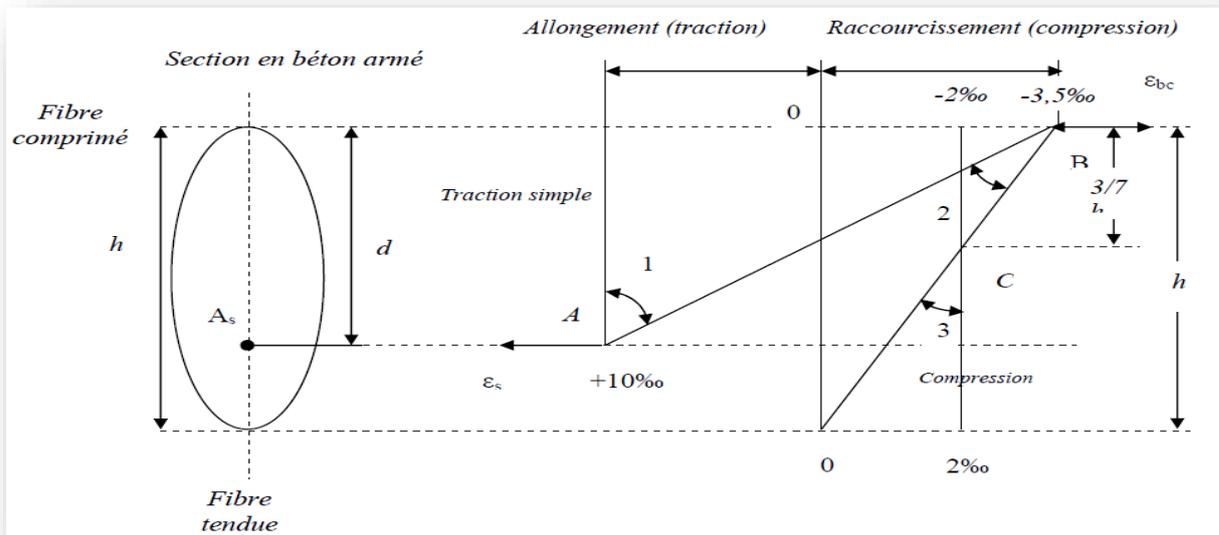
Le diagramme contrainte-déformation de calcul se déduit en effectuant une affinité

Parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $1/\gamma_s$

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à $\gamma_s = 1,15$

❖ **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 représentatif de la Déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformations (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).



❖ **Pivot A région 1 :**

- Allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon = 10 \times 10^{-3}$
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée

❖ **Pivot B région 2 :**

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\epsilon = 3,5 \times 10^{-3}$
- Pièces soumises 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 $\varepsilon = 2 \times 10^{-3}$
- Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

➤ **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à l'E.L.U est définie par $\tau_u = \frac{vu}{b*d}$ Mpa

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

- fissuration peu préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min \{ 0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \}$
- fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min \{ 0,15 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \}$

➤ **Caractéristiques du sol de fondation :**

A la lumière de l'étude géotechnique on peut conclure 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 isolée ou radier).
- Une contrainte de sol admissible égale à 2.7 bars.
- Une profondeur d'ancrage de 2m à compter de la surface du sol.

❖ **Hypothèse de calculs : (A.4, P55, B.A.E.L 91)**

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

❖ **Etats limites ultimes(E.L.U) :**

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

❖ **Etats limites de service (E.L.S) :**

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 aux codes et règlement en vigueur.

- Le code du béton armé algérien CBA93 [D.T.R.-B.C.2-41] pour les dimensionnements des pièces aux états limites utilisés (E.L.U) et de service (E.L.S).
- Règles parasismique algériennes R.P.A99 « version 2003 » pour les justifications des calculs vis-à-vis du séisme.
- Les règles B.A.E.L91 ;
- Le document technique réglementaire [D.T.R.B.C.2.2] pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

❖ Tableau Récapitulatif des données des matériaux :

Données	Valeurs
E_{ij}	32164,195 MPa
E_{vj}	10818,865 MPa
f_{c28}	25 MPa
f_{t28}	2,1 MPa
σ_{bc}	142kgf/cm ²
γ_b	*1.5 dans le cas des actions courantes et transitoires *1.15 dans le cas des actions accidentelles
σ_s	3480kgf/cm ²
γ_s	1,15

Pré dimensionnement des éléments

III -Définition

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

III 2.pré dimensionnement des poutres :

Selon le règlement B.A.E.L 91 mode 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

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

ht : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

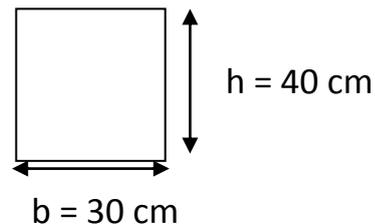
L : la longueur plus grande portée entre deux appuis.

III 2.1.les poutres principales :

$$L \max = 380\text{cm} = 3.8\text{m}$$

$$\frac{L \max}{15} \leq h \leq \frac{L \max}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$$\Rightarrow 25,33 \leq h \leq 38 \Rightarrow \boxed{h=40\text{cm}}$$



$$\text{Donc : } 0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 12 \leq b \leq 20$$

On adopte $b = 30\text{cm}$

\Rightarrow on adopte :les dimensions de l'architecte $pp(b*h)=(30*40)\text{cm}^2$.

Vérification RPA99 version2003 :

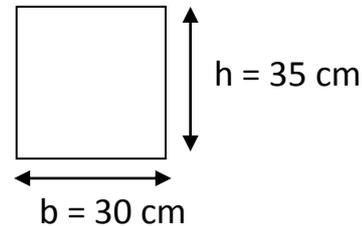
- 1- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
- 2- $ht \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
- 3- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4$ **condition vérifiée.**

III 2.2.les poutres secondaire :

$L_{max} = 380\text{cm} = 3.8\text{m}$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$

$\Rightarrow 25.33 \leq h \leq 38 \Rightarrow \boxed{h = 35\text{cm}}$



Donc : $0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 17.5$

On adopte $b = 30\text{cm}$

\Rightarrow on adopte :les dimensions de l'architecte $ps(b*h) = (30*35)\text{cm}^2$.

Vérification RPA99 version2003 :

- 1- $b \geq 20\text{ cm} \Rightarrow 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition vérifiée.**
- 2- $h_t \geq 30\text{ cm} \Rightarrow 35\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition vérifiée.**
- 3- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots$ **condition vérifiée.**

III 3. poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELU et en compression simple et selon la méthode donnée dans le CBA 93 art B.8.4. Avec un effort normal calculé selon la descente de charge de tous les étages.

D'après BAEL 91 on vérifiée la condition de flambement :

$\frac{l_f}{b} \leq 14.4$

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

L_f : hauteur de flambement.

b : la plus petite dimension de la section du poteau.

h_0 : hauteur du poteau entre niveau.

$L_f = 0.7h_0$

$h_0 = 340 - 40 = 300\text{cm}$

$$L_f = 0.7 * 300 = 210$$

$$\frac{L_f}{b} \leq 14.4 \Rightarrow b \geq \frac{L_f}{14.4} \Rightarrow b \geq \frac{210}{14.4} = 14.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

\Rightarrow on prend $b = 35 \text{ cm}$ (choix de l'architecte).

$$\text{D'où } \frac{b}{4} \leq h \leq 4b \Rightarrow \frac{30}{4} \leq h \leq 4 * 30 \Rightarrow 7.5 \leq h \leq 120 \text{ cm}$$

\Rightarrow on prend $h = 40 \text{ cm}$

Vérification RPA99 version 2003 :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes:

- $\min (b * h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \min (35 * 40) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

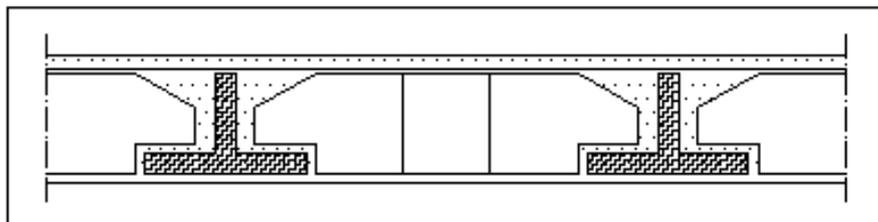
- $1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 0.875 \leq 4 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- $\min (b * h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \min (35 * 40) \geq 17 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc on adopte la section des poteaux $(35 * 40) \text{ cm}^2$.

III 4.pré dimensionnement des poutrelles :

III 4.1.plancher à corps creux :



Figure(6) : Dalle en corps creux

D'après les règles B.A.E.L 99 version 2003 on doit vérifier la condition de la flèche $ht/L \geq L/22.5$

Avec : **ht**: la hauteur maximale de la section du plancher.

h : la plus grande portée de la poutrelle.

$L_{\text{max}} = 380 \text{ cm}$ (entre nœud)

$$ht/L \geq 1/22.5 \Rightarrow ht \geq L_{\text{max}} / 22.5 \Rightarrow ht \geq 380 / 22 \Rightarrow ht \geq 16.88 \text{ cm}$$

Donc : on adopte $ht = 20 \text{ cm}$

- Dalle de compression = 4 cm
- Corps creux = 16 cm

III 4.2.les poutrelles :

On a : $b = 2b_1 + b_0$

$b_0 \geq [0.3ht , 0.4ht]$ avec $ht = 20\text{cm}$

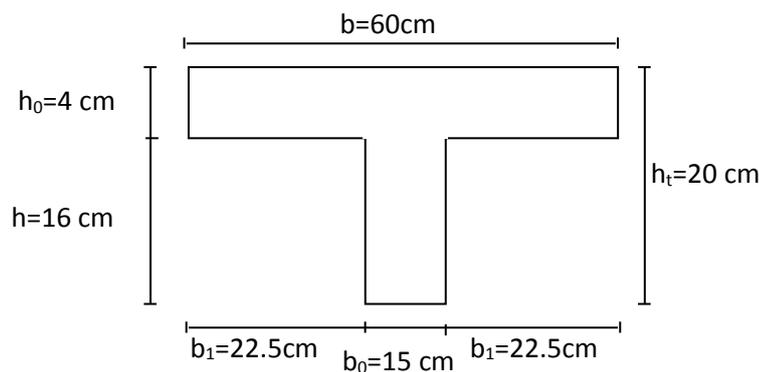
$b_0 \geq [6 , 8] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 15\text{cm}$

$b_1 \geq \min[L/2 , L \text{ max}/10]$ talque : $L = b - b_0 = 60 - 15 = 45\text{cm}$

$b_1 \geq \min[45/2 , 380/10] = \min[22.5 , 38]$

donc : $b_1 = 22.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0 = 2(22.5) + 15 = 60\text{ cm}$



III 5. Les voile :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA/Version 2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

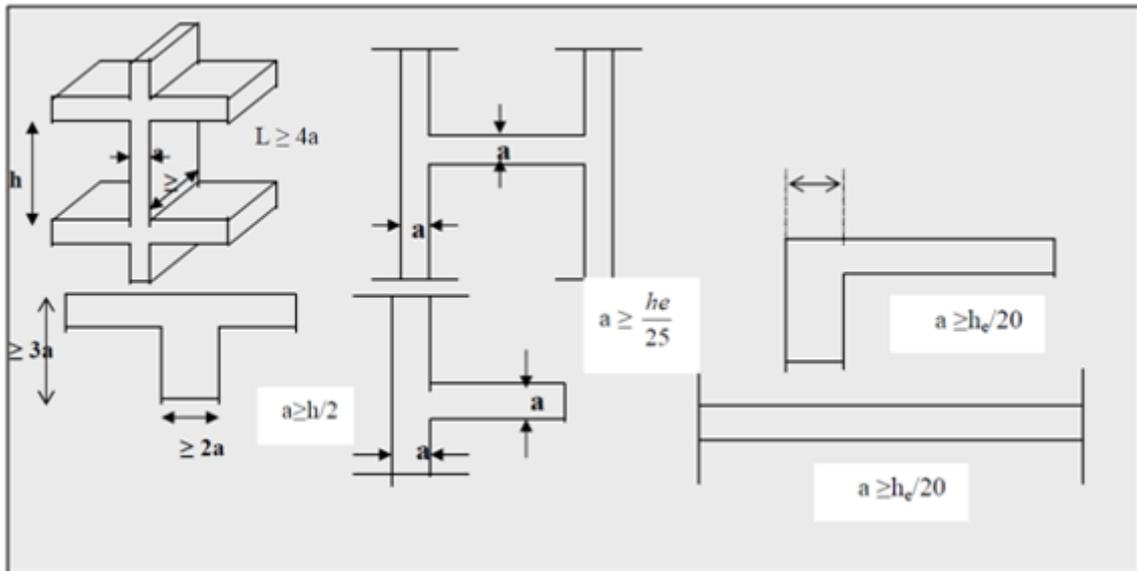
Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version 2003 :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $L > 4a$ talque :

L : longueur de voile.

a : épaisseur de voile.



Figure(7) : voile de contreventement

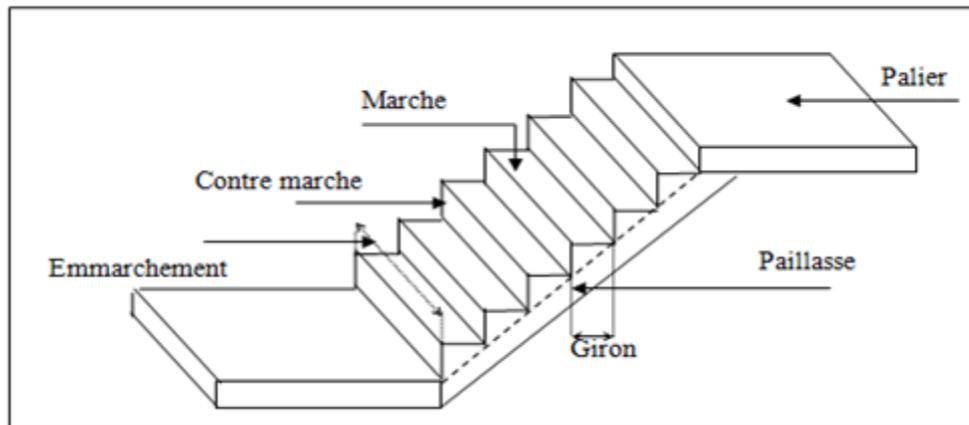
L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivants :

$$L = 3.06m$$

$$a \geq h_e / 20, \text{ avec } h_e : \text{ la hauteur de l'étage max.}$$

$$\Rightarrow a \geq 3 / 22 \Rightarrow 0,136m = 13,6cm$$

On adopte des voiles de $a=15 \text{ cm}$

III 7 .pré dimensionnement des escaliers :**Figure(8) : schéma d'un escalier**

Un escalier est déterminé par :

La montée : **H**

L'embranchement (largeur utile) : **E**

Son giron : **g**

Sa hauteur de marche : **h**

Hauteur de marche : valeur moyenne $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

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

❖ **Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

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

Hauteur de RDC / étages courants : $H = 3.40 \text{ m}$

✓ **Choix de la hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$**

✓ **Détermination du nombre de marches :**

$$\text{RDC /étages courantes : } n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ marche}$$

Donc : nombre de marche par volés 10 marches

✓ Détermination du giron :

D'après Blondel : $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

Soit : $g+2h=64 \rightarrow g = 64-2(17)= 30\text{cm}$

D'où : $59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$ **Vérfiée.**

✓ Détermination du nombre du giron :

$ng=(n-1)=10-1=9$ giron

$L=g(n-1)=30(10-1)=270$

✓ Calcul de l'angle d'inclinaison de la paille :

$\text{tg } \alpha = \frac{h}{L} = \frac{170}{270} = 0.629 \rightarrow \alpha = 32.2^\circ$

longueur de paille : $L_p = \frac{170}{\sin \alpha} = \frac{170}{\sin 32.2} \rightarrow L_p = 319 \text{ cm} = 3.19 \text{ m}$

✓ Calcul de l'épaisseur de la paille :

$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow \frac{319}{30} \leq e \leq \frac{319}{20}$

$10,63 \text{ cm} \leq e \leq 16 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : $e = 15 \text{ cm}$

❖ Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des éléments :

Eléments	Pré dimensionnements
Poutre principale	(30*40) cm ²
Poutre secondaire	(30*35) cm ²
Plancher corps creux	(16 +4)
Poteaux	(40*35)
Escalier	Ep =15 cm
voile	Ep = 15 cm

Evaluation et descente des charges

Introduction :

Cette étape du projet présente les avantages suivants :

- Le calcul rapide de l'effet normal (N).
- Vérification des sections admises préalablement pour les poteaux et l'engrines.
- 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).

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général composés de :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation ou surcharges.

01- Les charges permanentes : (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calculs.

Le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés, ces listes sont disponibles dans le D . T . R.

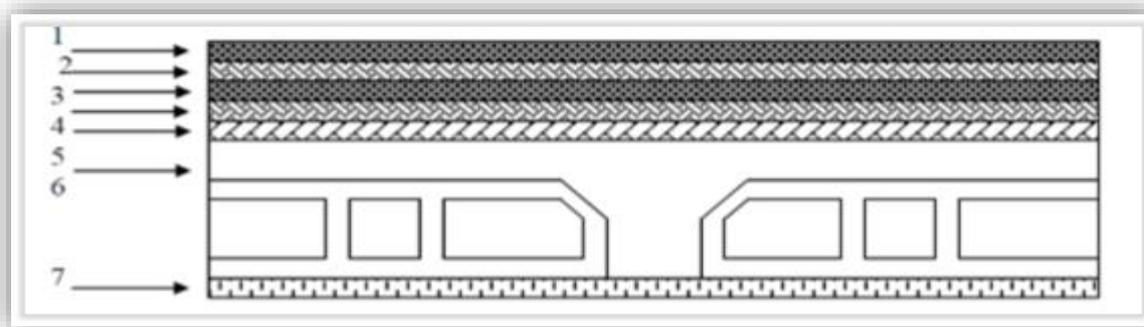
02- Les charges d'exploitation : (Q)

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondantes à une utilisation normale pour faciliter la prise en compte de chargements sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur à choisi de définir des charges réglementaires celle-ci sont présentées dans la D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

- Evaluation des charges :

01-Plancher terrasse (inaccessible) :

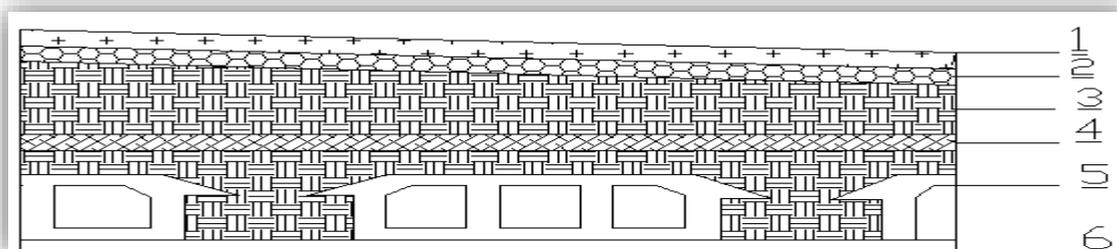
La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protections en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



Figure(9) :plancher terrasse

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Gravier de protection	0,05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0,05	600	30
03	Liège	0,04	400	16
04	Par vapeur + couche de bitume	0,02	900	18
05	Béton forme de pente	0,09	2200	198
06	Plancher à corps creux	16+04	/	280
07	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
G = 662 kgf/m² , Q = 100kgf m²				

02- Plancher étage courant (corps creux) :



Figure(10) : plancher étage courant

N	Matériaux	Epaisseur	Poids volumiques (kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Carrelage	0,02	2000	40
02	Mortier de pose	0,02	2000	40
03	Couche de sable	0,03	1800	54
04	Plancher à corps creux	16+04	/	280
05	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
06	cloison	0,1	1000	100
G = 534 kgf/m² , Q = 250kgf m²				

03- Murs extérieur en maçonnerie (e=30cm) :

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison) de type 15/10 cm avec 05 cm de vide entre les briques

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Enduit de ciment	0,02	1800	36
02	Brique creux	0,10	900	90
03	Brique creux	0,15	1300	195
04	Enduit de plâtre	0,02	1000	20

G = 341 kgf /m²

- avec ouverture = $341 * 0,76 = 259,16 \text{ kg f/m}^2$.

04- voile (e= 20cm) :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg f/m ³)	G (kgf/m ²)
01	Voile en béton	0,02	2500	500
02	Enduit de ciment	0,02	1800	36

03	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
G = 556 kgf /m²				

05- Les escaliers :

A- Palier :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Carrelage	0,02	2000	40
02	Mortier de pose	0,02	2000	40
03	Couche de sable	0,03	1800	54
04	Plancher dalle pleine	0,16	2500	400
05	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
G = 554 kgf/m² , Q = 250 kgf m²				

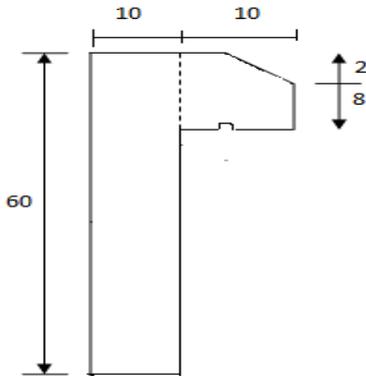
B- Paillasse :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg f/m ³)	G(kgf/m ²)
01	Carrelage	0,02	2000	40
02	Mortier de pose	0,02	2000	40
03	Poids des marches	0,17/2	2500	212,5
04	Dalle pleine inclinée	0,15/cos32,20	2500	443,16
05	Enduit de ciment	0,01/cos32,20	1800	21,27
G = 756,93 kgf/m², Q = 250kgf m²				

06- Acrotère :

$$S = (0,6 * 0,1) + (0,08 * 0,1) + (0,02 * 0,1) / 2$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$



Poids propre = $0,069 * 2500 = 172,5 \text{ kg/ml}$

Revêtement en enduit de ciment = $0,02 * 2000 \{0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5\} = 59,2 \text{ kg/ml}$

$$G = 172,5 + 59,2 = 231,7 \text{ kg/ml}$$

G=231,7kg/ml	Q = 100kgf/ml
---------------------	----------------------

07-Les poteaux :

Poteau = $(35 * 40) \text{ cm} = 0,35 * 0,40 * 2500 = 350 \text{ kgf/m}^2$

Poteau = $(30 * 40) \text{ cm} = 0,30 * 0,40 * 2500 = 300 \text{ kgf/m}^2$

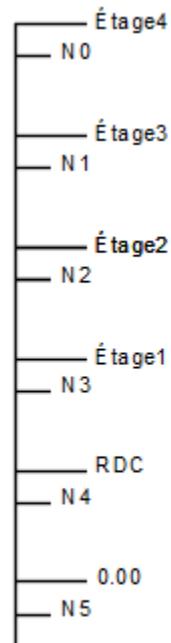
08-Les poutres :

- Poutre principale : $(30 * 40) \text{ cm} = 0,30 * 0,40 * 2500 = 300 \text{ kgf/m}^2$
- Poutre secondaire : $(30 * 35) \text{ cm} = 0,30 * 0,35 * 2500 = 262 \text{ kgf/m}^2$

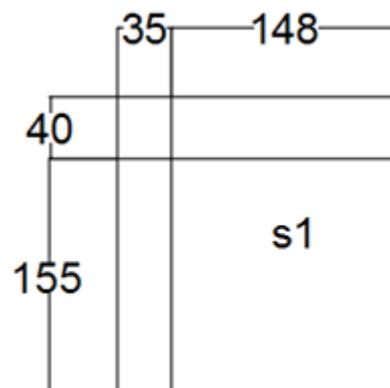
❖ Tableau récapitulatifs :

Elément		Poids(g) (kgf/m ²)	Poids Q(_kgf/m ²)
Plancher terrasse inaccessible		662	100
Plancher étage courant		534	250
Acrotère		231,7	/
Murs extérieurs -avec ouverture		259,16	/
-sans ouverture		341,0	/
Poutre principale (30*40)		300	/
Poutre secondaire (30*35)		262,5	/
Poteau 1 (35*40)		350	/
Poteau 2 (30*40)		300	/
Voile (e=20cm)		556	/
Escalier	Pallier	554	250
	Paillasse	756,93	250

Descente des charges :



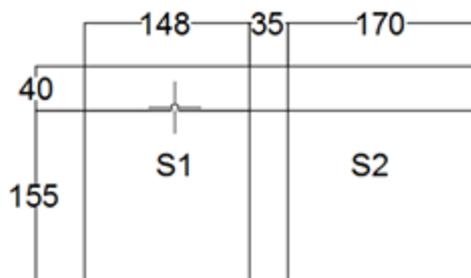
- Poteau d'angle : O3



Niveau	Elément	G (K N)	Q (K N)
0	Plancher terrasse	$2,26*6,62=14.9612$	$1*2,26=2,26$
	Acrotère	$3,835*2,317=8.886$	
	P . P	$1,55*3=4,65$	
	P . S	$1,48*2,625=3,885$	
Total		32.38	
1	Plancher Courant	$2,26*5,34=12.07$	$2,26*2,5=5.65$
	P . P	$1,55*3=4,65$	
	P . S	$1,48*2,625=3.885$	
	Poteau 1	$3,4*3=10.2$	
	Mur sans ouverture	$3.1*3,41=10.571$	
	Mur avec ouverture	$4,44*2,6=11.55$	
	Σ	52.93	
Total	/	85.31	
2	Plancher Courant	12.07	$2,26+(0,95*2*5.65)$ $=12.995$
	P . P	4,65	
	P . S	3.885	
	Poteau 1	10,2	
	Mur sans ouverture	10.571	
	Mur avec ouverture	11.55	
	Σ	52.93	
Total	/	138.24	12.995

3	Plancher Courant	12.07	$2,26+(0,9*3*5.65)=17.52$
	P . P	4,65	
	P . S	3.885	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	10.571	
	Mur avec ouverture	11.55	
	Σ	52.93	
Total	/	191.17	17.52
4	Plancher Courant	12.07	$2,26+(0,85*4*5.65)=21.47$
	P . P	4,65	
	P . S	3.885	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	10.571	
	Mur avec ouverture	11.55	
	Σ	52.93	
Total	/	244.1	21.47
5	Plancher Courant	12.07	$2,26+(0,8*5*5.65)$
	P . P	4,65	
	P . S	3.885	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	10.571	
	Mur avec ouverture	11.55	
	Σ	52.93	
Total	/	297.03	24.86

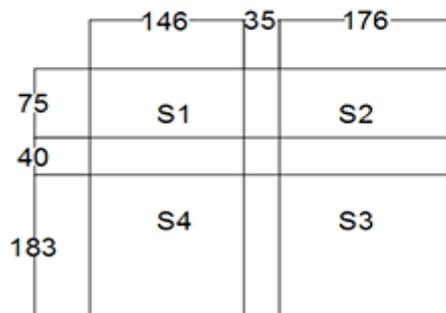
- Poteau de rive : O2



Niveau	Elément	G	K
0	Plancher terrasse	$4,93 \times 6,62 = 32,64$	$4,93 \times 1 = 4,93$
	Acrotère	$3,58 \times 2,317 = 8,295$	
	P . P	$1,55 \times 3 = 4,65$	
	P . S	$3,18 \times 2,625 = 8,35$	
Total	Σ	53,93	4,93
1	Plancher courant	$4,93 \times 5,34 = 26,33$	$4,93 \times 2,5 = 12,33$
	P . P	$1,55 \times 3 = 4,65$	
	P . S	$3,18 \times 2,625 = 8,35$	
	Poteau 1	$3,4 \times 3 = 10,2$	
	Mur sans ouverture	$0 \times 3,41 = 0$	
	Mur avec ouverture	$9,54 \times 2,6 = 24,804$	
	Σ	74,334	
Total	/	127,63	17,26
2	Plancher courant	26,33	$4,93 + (0,95 \times 2 \times 12,33) = 28,36$
	P . P	4,65	
	P . S	8,35	
	Poteau 1	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	24,804	
	Σ	74,334	

Total	/	201,968	28,36
3	Plancher courant	26,33	$4,93+(0,9*3*12,33)=38,22$
	P . P	4,65	
	P . S	8,35	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	24,804	
	Σ	74,334	
Total	/	276,302	38,22
4	Plancher courant	26,33	$4,93+(0,85*4*12,33)=46,85$
	P . P	4,65	
	P . S	8,35	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	24,804	
	Σ	74,334	
Total	/	350,636	46,85
5	Plancher courant	26,33	$4,93+(0,8*5*12,33)=54,25$
	P . P	4,65	
	P . S	8,35	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	24,804	
		74,334	
Total	/	424,97	54,24

- Poteau intermédiaire : P2



Niveau	Élément	G	K
0	Plancher terrasse	$8,31 * 6,62 = 55,01$	$8,31 * 1 = 8,31$
	Acrotère	0	
	P . P	$2,58 * 3 = 7,74$	
	P . S	$3,22 * 2,625 = 8,45$	
Total	Σ	71,2	8,31
1	Plancher courant	$8,31 * 5,34 = 44,38$	$8,31 * 2,5 = 20,78$
	P . P	$23,58 * 3 = 7,74$	
	P . S	$3,22 * 2,625 = 8,45$	
	Poteau 1	$3,4 * 3 = 10,2$	
	Mur sans ouverture	$0 * 3,41 = 0$	
	Mur avec ouverture	$0 * 2,6 = 0$	
	Σ	70,77	
Total	/	141,97	29,01
2	Plancher courant	44,38	$8,31 + (0,95 * 2 * 20,78) = 47,79$
	P . P	7,74	
	P . S	8,45	
	Poteau 1	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	0	

	Σ	70,77	
Total	/	212,74	47,79
3	Plancher courant	44,38	$8,31+(0,9*3*20,78)=64,42$
	P . P	7,74	
	P . S	8,45	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	0	
	Σ	70,77	
Total	/	283,51	64,42
4	Plancher courant	44,38	$8,31+(0,85*4*20,78)=78,96$
	P . P	7,74	
	P . S	8,45	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	0	
	Σ	70,77	
Total	/	354,28	78,96
5	Plancher courant	44,38	$8,31+(0,8*5*20,78)=91,43$
	P . P	7,74	
	P . S	8,45	
	Poteau 2	10,2	
	Mur sans ouverture	0	
	Mur avec ouverture	0	
	Σ	70,77	
Total	/	425,05	91,43

Combinaisons des charges:

ELU:

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_U = 1.35 (42.505) + 1.5 (9.143)$$

$$N_U = 71.096 \text{ tf}$$

ELS:

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

$$N_{ser} = 42.505 + 9.143$$

$$N_{ser} = 51.648 \text{ tf}$$

Vérification de la stabilité:

- $B = 40 \times 35 = 1400 \text{ cm}^2$
- $N_U = 71.096 \text{ tf}$
- Moment d'inertie: $I = \frac{b \times (h)^3}{12} = \frac{40 \times (35)^3}{12} = 142916.66 \text{ cm}^4$
- Le rayon de giration: $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{142916.66}{1400}} = 10.103 \text{ cm}$
- $l_0 = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$
- L'élanement du Poteau: $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 300}{10.103} = 20.78 \text{ cm} < 40$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.78}{35}\right)^2} = 0.794$
- $B_r = (40 - 2)(35 - 2) = 1254 \text{ cm}^2$

$$\bullet \quad A = \max \begin{cases} \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 40 \times 35}{100} = 2.8 \text{ cm}^2 \\ \frac{4 \times 2(b+h)}{100} = \frac{8(40+35)}{100} = 6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A = 6 \text{ cm}^2$$

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \rightarrow N_u \leq 0.794 \left(\frac{1254 \times 250}{1.35} + 6 \frac{4000}{1.15} \right)$$

$$N_u \leq 200954.87 \text{ Kg} = 200.954 \text{ tf}$$

$$N_u = 71.096 \text{ tf} \leq 200.954 \text{ tf} \quad \rightarrow \text{ donc la stabilité est vérifiée}$$

Les planchers

-1 Introduction

Le plancher est un élément horizontal séparant deux niveaux successifs. Il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé.

-2-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.

-3-Différents Type de Plancher :

• Plancher Terrasse :

Le plancher terrasse constitue la couverture du bâtiment. Il est soumis à des contraintes différentes de celles des planchers courants, il doit assurer l'étanchéité d'eau (pluie, neige).

- comporte une isolation thermique.
- empêche les pertes thermiques et les condensations dans les logements situés en dessous.

• Plancher Etage Courant :

Il peut être de forme de corps creux.

-4-Choix de type de Plancher

Dans notre structure on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages courants dont les raisons sont :

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

Calcul des Moments et des Efforts Tranchants par la Méthode Forfaitaire :**1/Principe :**

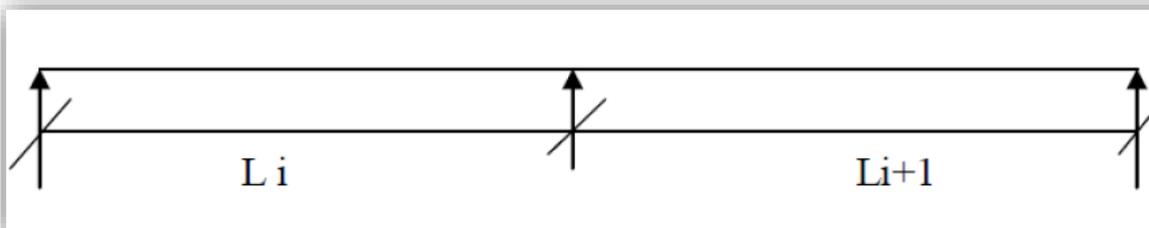
D'une manière générale, les planchers sont calculés à l'aide de deux méthodes (exposées dans le chapitre de flexion simple). Les planchers sont distingués selon leur chargements :

- 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

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

**Condition de l'application de la Méthode Forfaitaire :**

1/plancher à surcharge modérée :

$$Q \leq \max(2 \cdot 0.625 ; 500 \text{Kgf/m}^2) \Rightarrow 100 \leq 1250 \text{Kgf/m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2/Fissuration préjudiciable

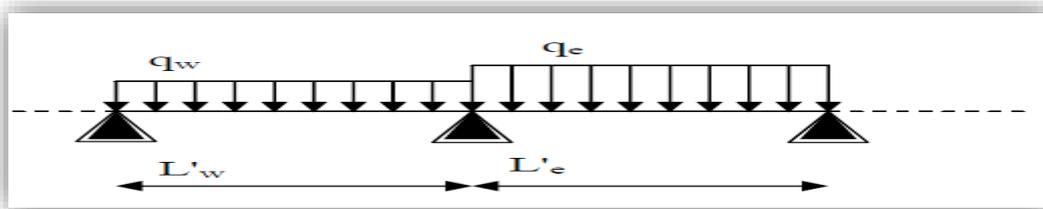
Alors l'une des conditions non vérifiées, donc on applique la méthode de Caquot.

Méthode de Caquot :

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

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

Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot

**1/Etape de calcul pour la méthode de Caquot:****1/Moment en Appuis**

$$M_a = \frac{Qu((lw)^3 + (le)^3)}{8.5(lw + le)}$$

Dans le cas où (Lw) est une travée intermédiaire ; on remplacera, dans cette formule.

(Lw) par 0.8(Lw) ou bien par 0.8(Le), par contre, si (Lw) est une travée de rive, la valeur de (Lw) restera inchangée.

2/Moment max en Travée :

$$M_{1-2} = \frac{(Qu * l * x)}{2} + \frac{(Qu * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

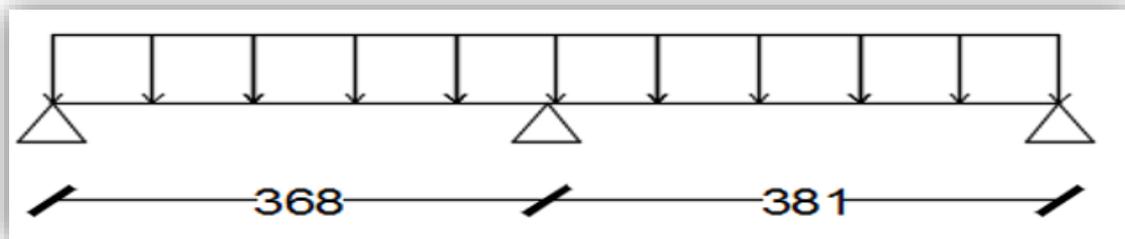
3/Effort Tranchant :

$$T = \frac{dM}{dx}$$

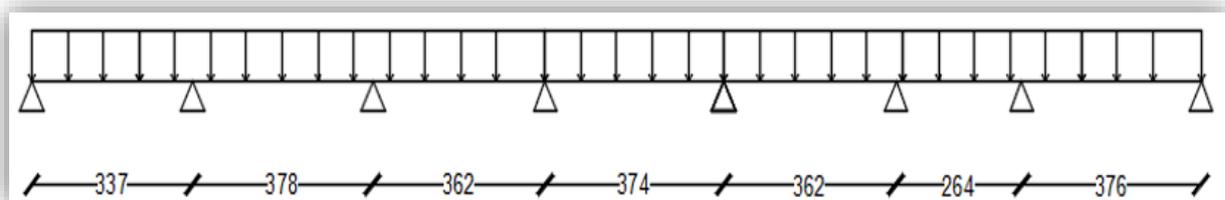
Les différents types de poutrelles :

❖ Planchers terrasse :

Type1 : 2travées

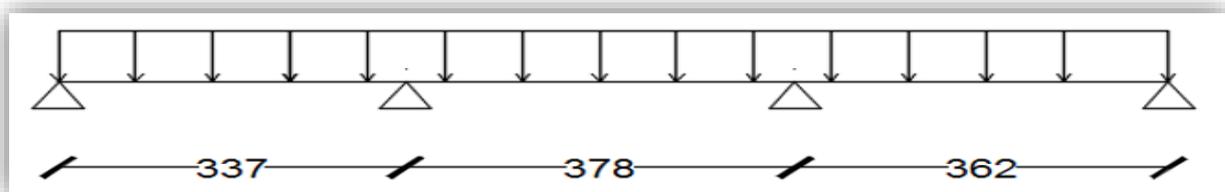


Type2 : 7travées

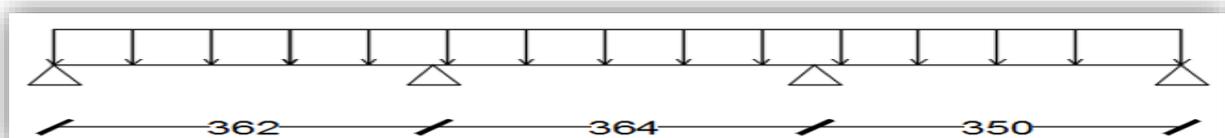


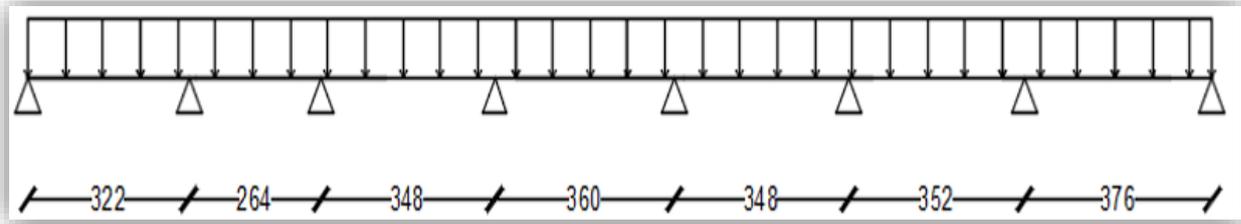
❖ Planchers étages courants :

Type 3 : 3travées



Type 4: 3travées



Type 5 : 7travées❖ **Plancher Terrasse (corps creux):**

$$G=662\text{kg/m}^2$$

$$Q=100\text{kg/ m}^2$$

Condition de l'application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée
- $Q \leq \max (2 \times 662; 500\text{kg/m}^2) \rightarrow 100\text{kg/m}^2 \leq 1324\text{kg/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifier
- Toutes les travées ont les mêmes moment d'inertievérifier
- Fissuration préjudiciablenon vérifier
- $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.68}{3.81} = 0.96$ compris entre 0.8 et 1.25

Alors la condition 3 n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot.

Combinaisons des charges :**à l'ELU :**

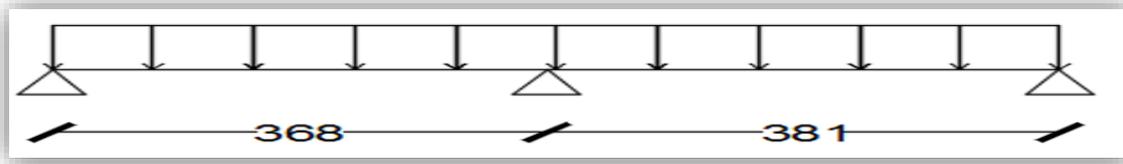
$$Q_u = 0.6 (1.35 (G) + 1.5(Q)) = 0.6 (1.35 \cdot 0.662 + 1.5 \cdot 0.1)$$

$$Q_u = 0.626 \text{ t/m}^2$$

à l'ELS :

$$Q_s = 0.6 \cdot (G + Q) = 0.6 \cdot (0.662 + 0.1)$$

$$Q_s = 0.4572 \text{ t/m}^2$$

Type1 : 2travées**Calcul des Moments:****1-A/Calcul à l'ELU : Qu=0.626 t/m²****a/Moment en Appui :**

$$M_0 = \frac{(Q_u * l^2)}{8} = \frac{(0.626 * 3.68^2)}{8} = 1.06 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_u * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.626 * 3.68^2)}{8}$$

$$M_1 = -0.212 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_u(lw)^3 + (le)^3}{8.5(lw) + 0.8(le)} = \frac{-0.626((3.68)^3 + (3.81)^3)}{8.5((3.68) + (3.81))}$$

$$M_2 = -1.034 \text{ t.m}$$

$$M_3 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_u * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.626 * 3.81^2)}{8}$$

$$M_3 = -0.227 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée :

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.626 * 3.68 * x)}{2} + \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 0.212 + \frac{((-1.0342 + 0.212) * x)}{3.68}$$

$$M_{1-2} = -0.313 x^2 + 0.928x - 0.212$$

$$T_{1-2} = -0.626x + 0.928$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.48 \text{ m}$$

$$M_i = -0.313 (1.48)^2 + 0.928(1.48) - 0.212$$

$$M_i = 0.477 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.626 * 3.81 * x)}{2} + \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 1.034 + \frac{((-0.227 + 1.034) * x)}{3.81}$$

$$M_{2-3} = -0.313 x^2 + 1.404x - 1.034$$

$$T_{2-3} = -0.626x + 1.404$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.24 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (2.24)^2 + 1.404(2.24) - 1.034$$

$$M_t = 0.541 \text{ m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELU :

$$T_{1-2} = -0.626x + 0.928$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 0.928 \text{ t}$$

$$x = 3.68 \text{ m} \quad T_{1-2} = -1.375 \text{ t}$$

$$T_{2-3} = -0.626x + 1.404$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 1.404 \text{ t}$$

$$x = 3.81 \text{ m} \quad T_{1-2} = -0.981 \text{ t}$$

2-Calcul à l'ELS : $Q_s = 0.457 \text{ t/m}^2$

a/Moment en Appui :

$$M_0 = \frac{(Q_u * l^2)}{8} = \frac{(0.457 * 3.68^2)}{8} = 0.774 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.457 * 3.68^2)}{8}$$

$$M_1 = -0.155 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_s((lw)^3 + (le)^3)}{8.5((lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((3.68)^3 + (3.81)^3)}{8.5((3.68) + (3.81))}$$

$$M_2 = -0.755 \text{ t.m}$$

$$M_3 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.457 * 3.81^2)}{8}$$

$$M_3 = -0.166 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée :

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Q_s * l * x)}{2} + \frac{(Q_s * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.457 * 3.68 * x)}{2} + \frac{(0.457 * x^2)}{2} - 0.155 + \frac{((-0.755 + 0.155) x)}{3.68}$$

$$M_{1-2} = -0.229 x^2 + 0.678x - 0.155$$

$$T_{1-2} = -0.457x + 0.678$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.48 \text{ m}$$

$$M_i = -0.229 (1.48)^2 + 0.678(1.48) - 0.155$$

$$M_i = 0.348 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_s * l * x)}{2} + \frac{(Q_s * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.457 * 3.81 * x)}{2} + \frac{(0.457 * x^2)}{2} - 0.755 + \frac{((-0.166 + 0.755) x)}{3.81}$$

$$M_{2-3} = -0.229 x^2 + 1.03x - 0.755$$

$$T_{2-3} = -0.457x + 1.03$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.24 \text{ m}$$

$$M_i = -0.229 (2.24)^2 + 1.03(2.24) - 0.755$$

$$M_i = 0.395 \text{ m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELS :

$$T_{1-2} = -0.457x + 0.678$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 0.678 \text{ t}$$

$$x = 3.68 \text{ m} \quad T_{1-2} = -1.003 \text{ t}$$

$$T_{2-3} = -0.457x + 1.03$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 1.03 \text{ t}$$

$$x=3.81 \text{ m} \quad T_{1-2} = -0.711 \text{ t}$$

➤ **Tableau récapitulatif des moments et effort tranchant : type1**

✓ **Moment sur appui**

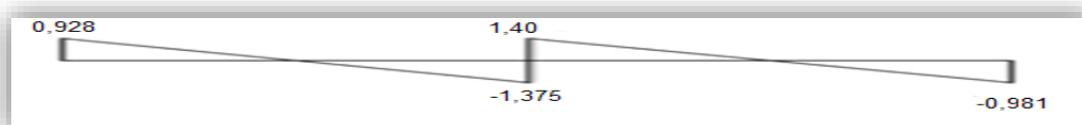
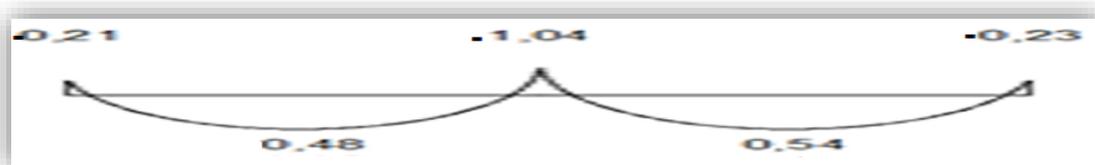
	M_{a1} (t.m)	M_{a2} (t.m)	M_{a3} (t.m)
L'E.L.U	-0.212	-1.034	-0.227
L'E.L.S	-0.155	-0.755	-0.166

✓ **Moment en travée**

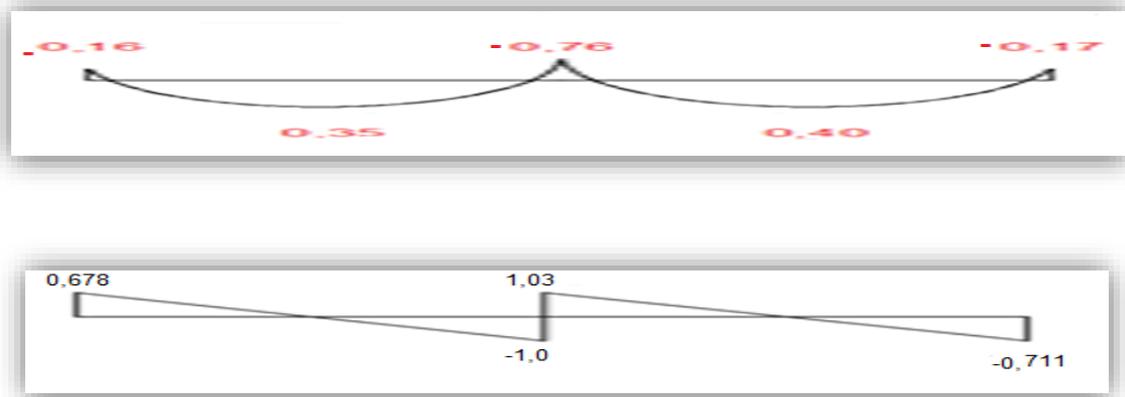
	M_{T1-2} (t.m)	M_{T2-3} (t.m)
L'E.L.U	0.477	0.541
L'E.L.S	0.348	0.395

✚ **Diagrammes des moments et effort tranchant :**

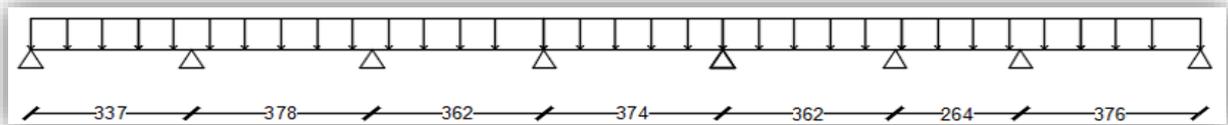
à l'ELU :



à l'ELS :



Type2 : 7travées



Calcul des Moments:

1-A/Calcul à l'ELU :

a/Moment en Appui : $Q_u = 0.626 \text{ t/m}^2$

$$M_0 = \frac{(Q_u * l^2)}{8} = \frac{(0.626 * 3.37^2)}{8} = 0.889 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_u * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.626 * 3.37^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.1778 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_u((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5((lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.626((3.37)^3 + (0.8 * 3.78)^3)}{8.5((3.37) + 0.8(3.78))} =$$

$$M_2 = -0.759 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{Q_u((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.626((0.8 * 3.78)^3 + (0.8 * 3.62)^3)}{8.5(0.8(3.78) + 0.8(3.62))} =$$

$$M_3 = -0.646 \text{ t.m}$$

$$M_4 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.626((0.8*3.62)^3 + (0.8*3.74)^3)}{8.5(0.8(3.62) + 0.8(3.74))}$$

$$M_4 = -0.639 \text{ t.m}$$

$$M_5 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.626((0.8*3.74)^3 + (0.8*3.62)^3)}{8.5(0.8(3.74) + 0.8(3.62))}$$

$$M_5 = -0.639 \text{ t.m}$$

$$M_6 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.626((0.8*3.62)^3 + (0.8*3.64)^3)}{8.5(0.8(3.62) + 0.8(3.64))}$$

$$M_6 = -0.621 \text{ t.m}$$

$$M_7 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.626((0.8*3.64)^3 + (0.8*3.76)^3)}{8.5(0.8(3.64) + 0.8(3.76))} =$$

$$M_7 = -0.859 \text{ t.m}$$

$$M_8 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Qu * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.626 * 3.76^2)}{8}$$

$$M_8 = -0.221 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée :

$$Qu = 0.626 \text{ t/m}^2$$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Qu * l * x)}{2} + \frac{(Qu * x^2)}{2} + M_W + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.626 * 3.37 * x)}{2} + \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 0.1778 + \frac{((-0.759 + 0.1778) * x)}{3.37}$$

$$M_{1-2} = -0.313 x^2 + 0.883x - 0.1778$$

$$T_{1-2} = -0.626x + 0.883$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.41 \text{ m}$$

$$M_i = -0.313 (1.41)^2 + 0.883(1.41) - 0.1778$$

$$M_i = 0.444 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.636 * 3.78 * x)}{2} - \frac{(0.636 * x^2)}{2} - 0.759 + \frac{((-0.646 + 0.759) * x)}{3.78}$$

$$M_{2-3} = -0.313 x^2 + 1.213 x - 0.759$$

$$T_{2-3} = -0.626x + 1.213$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.94 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (1.94)^2 + 1.231(1.94) - 0.759$$

$$M_t = 0.416 \text{ m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.626 * 3.62 * x)}{2} - \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 0.646 + \frac{((-0.639 + 0.646) * x)}{3.62}$$

$$M_{3-4} = -0.313 x^2 + 1.135x - 0.646$$

$$T_{3-4} = -0.626x + 1.135$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.81 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (1.81)^2 + 1.135(1.81) - 0.646$$

$$M_t = 0.383 \text{ t.m}$$

Travée (4-5):

$$M_{4-5} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{4-5} = \frac{(0.626 * 3.74 * x)}{2} - \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 0.639 + \frac{((-0.639 + 0.639) * x)}{3.74}$$

$$M_{4-5} = -0.313 x^2 + 1.171x - 0.639$$

$$T_{4-5} = -0.626x + 1.171$$

$$T_{4-5} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.82 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (1.87)^2 + 1.171(1.87) - 0.639$$

$$M_t = 0.456 \text{ t.m}$$

Travée (5-6):

$$M_{5-6} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{5-6} = \frac{(0.626 * 3.62 * x)}{2} - \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 0.639 + \frac{((-0.621 + 0.639) * x)}{3.62}$$

$$M_{5-6} = -0.313 x^2 + 1.138 x - 0.639$$

$$T_{5-6} = -0.626x + 1.138$$

$$T_{5-6} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.82 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (1.82)^2 + 1.138(1.82) - 0.639$$

$$M_t = 0.395 \text{ m}$$

Travée (6-7):

$$M_{6-7} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{6-7} = \frac{(0.626 * 3.64 * x)}{2} - \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 0.621 + \frac{((-0.859 + 0.621) * x)}{3.64}$$

$$M_{6-7} = -0.313 x^2 + 1.074x - 0.621$$

$$T_{6-7} = -0.626x + 1.074$$

$$T_{6-7} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.72 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (1.72)^2 + 1.074(1.72) - 0.621$$

$$M_t = 0.300 \text{ t.m}$$

Travée (7-8):

$$M_{7-8} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{7-8} = \frac{(0.626 * 3.76 * x)}{2} - \frac{(0.626 * x^2)}{2} - 0.859 + \frac{((-0.221 + 0.859) * x)}{3.76}$$

$$M_{7-8} = -0.313 x^2 + 1.347x - 0.859$$

$$T_{7-8} = -0.626x + 1.347$$

$$T_{7-8} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.15 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (2.15)^2 + 1.347(2.15) - 0.859$$

$$M_i = 0.589 \text{ t.m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELU :

$$T_{1-2} = -0.6326x + 0.883$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 0.883 \text{ t}$$

$$x = 3.37 \text{ m} \quad T_{1-2} = -1.226 \text{ t}$$

$$T_{2-3} = -0.626x + 1.213$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{2-3} = 1.213 \text{ t}$$

$$x = 3.78 \text{ m} \quad T_{2-3} = -1.153 \text{ t}$$

$$T_{3-4} = -0.626x + 1.135$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{3-4} = 1.135 \text{ t}$$

$$x = 3.62 \text{ m} \quad T_{3-4} = -1.131 \text{ t}$$

$$T_{4-5} = -0.626x + 1.171$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{4-5} = 1.171 \text{ t}$$

$$x = 3.74 \text{ m} \quad T_{4-5} = -1.170 \text{ t}$$

$$T_{5-6} = -0.626x + 1.138$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{5-6} = 1.138 \text{ t}$$

$$x = 3.62 \text{ m} \quad T_{5-6} = -1.128 \text{ t}$$

$$T_{6-7} = -0.626x + 1.074$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{6-7} = 1.074 \text{ t}$$

$$x = 3.64 \text{ m} \quad T_{6-7} = -1.204 \text{ t}$$

$$T_{7-8} = -0.626x + 1.347$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{7-8} = 1.347 \text{ t}$$

$$x = 3.76 \text{ m} \quad T_{7-8} = -1.006 \text{ t}$$

1-A/Calcul à l'ELS :**a/Moment en Appui :** $Q_s=0.457\text{t/m}^2$

$$M_0 = \frac{(Q_s * l^2)}{8} = \frac{(0.626 * 3.37^2)}{8} = 0.649\text{t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.457 * 3.37^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.129 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_s((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5((lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((3.37)^3 + (0.8 * 3.78)^3)}{8.5((3.37) + 0.8(3.78))}$$

$$M_2 = -0.545\text{t.m}$$

$$M_3 = \frac{Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((0.8 * 3.78)^3 + (0.8 * 3.62)^3)}{8.5(0.8(3.78) + 0.8(3.62))}$$

$$M_3 = -0.471 \text{ t.m}$$

$$M_4 = \frac{Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((0.8 * 3.62)^3 + (0.8 * 3.74)^3)}{8.5(0.8(3.62) + 0.8(3.74))}$$

$$M_4 = -0.466\text{t.m}$$

$$M_5 = \frac{Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((0.8 * 3.74)^3 + (0.8 * 3.62)^3)}{8.5(0.8(3.74) + 0.8(3.62))} =$$

$$M_5 = -0.466 \text{ t.m}$$

$$M_6 = \frac{Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((0.8 * 3.62)^3 + (0.8 * 3.64)^3)}{8.5(0.8(3.62) + 0.8(3.64))}$$

$$M_6 = -0.454\text{t.m}$$

$$M_7 = \frac{Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((0.8 * 3.64)^3 + (0.8 * 3.76)^3)}{8.5(0.8(3.64) + 0.8(3.76))} =$$

$$M_7 = -0.628 \text{ t.m}$$

$$M_8 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.457 * 3.76^2)}{8}$$

$$M_8 = -0.162 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée : $Q_s=0.457\text{t/m}^2$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.457 \cdot 3.37 \cdot x)}{2} - \frac{(0.457 \cdot x^2)}{2} - 0.129 + \frac{((-0.545 + 0.129)x)}{3.37}$$

$$M_{1-2} = -0.229 x^2 + 0.644x - 0.129$$

$$T_{1-2} = -0.457x + 0.644$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.41 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (1.41)^2 + 0.644(1.41) - 0.129$$

$$M_t = 0.324 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.457 \cdot 3.78 \cdot x)}{2} - \frac{(0.457 \cdot x^2)}{2} - 0.545 + \frac{((-0.471 + 0.545)x)}{3.78}$$

$$M_{2-3} = -0.229 x^2 + 0.886x - 0.545$$

$$T_{2-3} = -0.457x + 0.886$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.94 \text{ m}$$

$$M_t = -0.229 (1.94)^2 + 0.886(1.94) - 0.545$$

$$M_t = 0.304 \text{ m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.457 \cdot 3.62 \cdot x)}{2} - \frac{(0.457 \cdot x^2)}{2} - 0.471 + \frac{((-0.466 + 0.471)x)}{3.62}$$

$$M_{3-4} = -0.229 x^2 + 0.829x - 0.471$$

$$T_{3-4} = -0.457x + 0.829$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.81 \text{ m}$$

$$M_t = -0.313 (1.81)^2 + 0.829(1.81) - 0.471$$

$$M_i = 0.279 \text{ t.m}$$

Travée (4-5):

$$M_{4-5} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_W + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{4-5} = \frac{(0.457 \cdot 3.74 \cdot x)}{2} + \frac{(0.457 \cdot x^2)}{2} - 0.466 + \frac{((-0.466 + 0.466)x)}{3.74}$$

$$M_{4-5} = -0.229 x^2 + 0.855x - 0.466$$

$$T_{4-5} = -0.457x + 0.855$$

$$T_{4-5} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.82 \text{ m}$$

$$M_i = -0.229 (1.87)^2 + 0.855(1.87) - 0.466$$

$$M_i = 0.333 \text{ t.m}$$

Travée (5-6):

$$M_{5-6} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_W + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{5-6} = \frac{(0.457 \cdot 3.62 \cdot x)}{2} + \frac{(0.457 \cdot x^2)}{2} - 0.466 + \frac{((-0.454 + 0.466)x)}{3.62}$$

$$M_{5-6} = -0.313 x^2 + 0.831 x - 0.466$$

$$T_{5-6} = -0.229x + 0.831$$

$$T_{5-6} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.82 \text{ m}$$

$$M_i = -0.229 (1.82)^2 + 0.831(1.82) - 0.466$$

$$M_i = 0.289 \text{ m}$$

Travée (6-7):

$$M_{6-7} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_W + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{6-7} = \frac{(0.457 \cdot 3.64 \cdot x)}{2} + \frac{(0.457 \cdot x^2)}{2} - 0.454 + \frac{((-0.627 + 0.454)x)}{3.64}$$

$$M_{6-7} = -0.229 x^2 + 0.784x - 0.454$$

$$T_{6-7} = -0.457x + 0.784$$

$$T_{6-7} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.72 \text{ m}$$

$$M_i = -0.229 (1.72)^2 + 0.784(1.72) - 0.454$$

$$M_i = 0.219 \text{ t.m}$$

Travée (7-8):

$$M_{7-8} = \frac{(Q_s * l * x)}{2} + \frac{(Q_s * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{7-8} = \frac{(0.457 * 3.76 * x)}{2} + \frac{(0.457 * x^2)}{2} - 0.628 + \frac{((-0.162 + 0.628)x)}{3.76}$$

$$M_{7-8} = -0.229 x^2 + 0.983x - 0.628$$

$$T_{7-8} = -0.457x + 0.983$$

$$T_{7-8} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.15 \text{ m}$$

$$M_i = -0.229 (2.15)^2 + 0.983(2.15) - 0.628$$

$$M_i = 0.430 \text{ t.m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELS:

$$T_{1-2} = -0.457x + 0.644$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 0.644 \text{ t}$$

$$x = 3.37 \text{ m} \quad T_{1-2} = -0.896 \text{ t}$$

$$T_{2-3} = -0.457x + 0.886$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{2-3} = 0.886 \text{ t}$$

$$x = 3.78 \text{ m} \quad T_{2-3} = -0.841 \text{ t}$$

$$T_{3-4} = -0.457x + 0.829$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{3-4} = 0.829 \text{ t}$$

$$x = 3.62 \text{ m} \quad T_{3-4} = -0.825 \text{ t}$$

$$T_{4-5} = -0.457x + 0.855$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{4-5} = 0.855 \text{ t}$$

$$x = 3.74 \text{ m} \quad T_{4-5} = -0.854 \text{ t}$$

$$T_{5-6} = -0.457x + 0.831$$

$x=0\text{ m}$ $T_{5-6}= 0.831\text{t}$

$x=3.62\text{m}$ $T_{5-6}=-0.823\text{ t}$

$T_{6-7}= -0.457x+0.784$

$x=0\text{ m}$ $T_{6-7}= 0.784\text{t}$

$x=3.64\text{m}$ $T_{6-7}=-0.879\text{t}$

$T_{7-8}= -0.457x+0.983$

$x=0\text{ m}$ $T_{7-8}= 0.983\text{ t}$

$x=3.76\text{m}$ $T_{7-8}=-0.735\text{ t}$

➤ **Tableau récapitulatif des moments et effort tranchant : type2**

✓ **Moment sur appui**

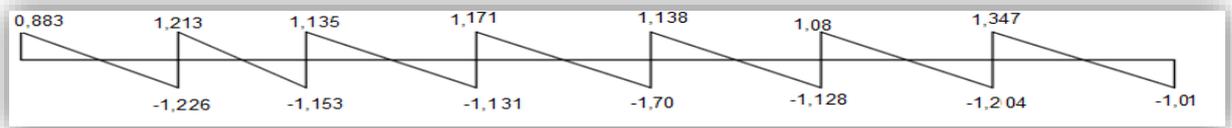
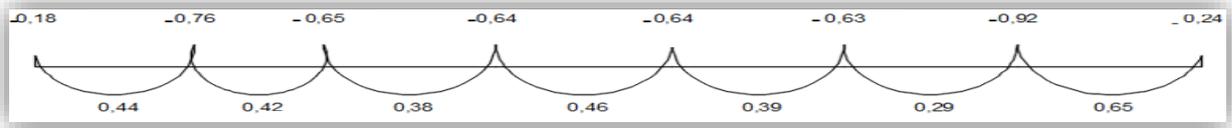
	M_{a1} (t.m)	M_{a2} (t.m)	M_{a3} (t.m)	M_{a4} (t.m)	M_{a5} (t.m)	M_{a6} (t.m)	M_{a7} (t.m)	M_{a8} (t.m)
A L'ELU	-0.1778	-0.759	-0.646	-0.639	-0.639	-0.621	-0.859	-0.221
A L'ELS	-0.129	-0.545	-0.471	-0.466	-0.466	-0.454	-0.627	-0.0162

✓ **Moment en travée**

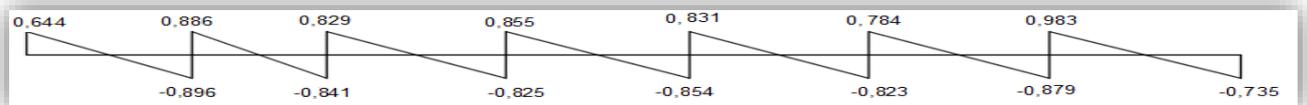
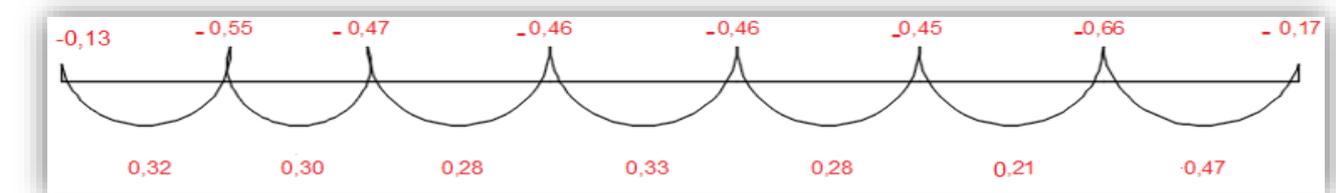
	M_{T1-2} (t.m)	M_{T2-3} (t.m)	M_{T3-4} (t.m)	M_{T14-5} (t.m)	M_{T5-6} (t.m)	M_{T6-7} (t.m)	M_{T7-8} (t.m)
A L'ELU	0.444	0.416	0.383	0.456	0.396	0.300	0.598
A L'ELS	0.324	0.304	0.279	0.333	0.289	0.219	0.430

📊 **Diagrammes des moments et effort tranchant :**

➤ **à l'ELU :**



➤ à l'ELS :



Ferrailage des poutrelles :

les données :

b=60cm largeur de la table

h=20cm hauteur totale de la section

b=15cm largeur de l'âme

h₀=4cm hauteur de la table de compression

Enrobage des armatures c=c'=2cm → d=18cm

f_{c28}=25MPa ; FeE400, σ_{bc}= 14,20MPa ; σ_s= 348MPa

A /E.L.U:

a/En travée : M_{tmax}= 0.589 t.m

$$M_{Tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 0.60 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.18 - \frac{0.02}{2}) = 5.90 \text{ tm}$$

$M_{Tab} = 5.79 \text{ t.m} \geq M_t = 0.589 \text{ t.m} \dots$ vérifiée.

D'où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire (b×h) .

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{58900}{142 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.027$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot (0.027)) = 17.81 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{58900}{17.81 \cdot 3480} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 2HA12=2.26cm²

***/Condition de non Fragilité:**

Dans notre poutre soumise à la flexion simple ou composé et comportant une zone tendue des armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{tj} / f_e) = 0.23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot (2.1 / 400)$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

b/En Appuis :

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 comprimé donc on considère une section rectangulaire (b₀×h) de dimension (15×20)cm²

$$M_{a \text{ max}} = -1.034 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{103400}{142 \cdot 15 \cdot 18^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.20$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot (0.20)) = 16.53 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{103400}{16.53 \cdot 3480} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 2HA12 = 2.26 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 0.23 \cdot 15 \cdot 18 \cdot (2.1/400)$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.326 \text{ cm}^2$$

-B/Vérification à L'ELS (Terrasse) :

a/En travée : $M_{\max} = 0.430 \text{ t.m}$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C^2 + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$30x^2 - 15 \cdot 2.26 \cdot 18 + 33.9x = 0$$

$$30x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 272.71 \Rightarrow x = 3.98 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(60 \cdot (3.98)^3)}{3} + 15 \cdot 2.26 (18 - 3.98)^2 = 7924.28 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{43000 \times 3.98}{7924.28} = 21.43 \text{ kg/cm}^2$$

→ $21.43 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \cdot 43000 \cdot (18-3.98))}{7924.28} = 1141.16 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1849.7 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$ → vérifier

b/En appuis : $M_a = -0.755 \text{ t.m}$; $A = 2.26 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$7.5x^2 - 15 \cdot 2.26 \cdot 18 + 33.9x = 0$$

$$7.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 139.48 \Rightarrow x = 7.04 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{(15 \cdot (7.04)^3)}{3} + 15 \cdot 2.26 (18-7.04)^2 = 5816.69 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{75500 \cdot 7.04}{5816.69} = 91.33 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 91.33 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \cdot 75500 \cdot (18-7.04))}{5816.69} = 2133.89 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 2133.89 \text{ kg/cm}^2 \geq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$ n'est pas vérifié

On adopte $A_s = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$7.5x^2 - 15 \cdot 3.08 \cdot 18 + 33.9x = 0$$

$$7.5x^2 + 46.2x - 831.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 164.56 \Rightarrow x = 7.89 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(15 \cdot (7.89)^3)}{3} + 15 \cdot 3.08 (18 - 7.89)^2 = 7178.04 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{75500 \cdot 7.89}{7178.04} = 82.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 82.98 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 75500 \cdot (18 - 7.89))}{7178.04} = 1595.08 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1595.08 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \text{vérifier}$

*/ Vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1.03 \times 10^3}{15 \times 18} = 3.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.381 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$

$St \leq \min (14.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm})$

$St = 14 \text{ cm}$

***/Section des Armature transversale**

$\phi t \leq (h / 35 ; b_0 / 10) = \min (20 / 35 ; 15 / 10) = 0.57$

Donc on adopte: 2HA8=0.57 cm² (1cadre et 1 épingle)

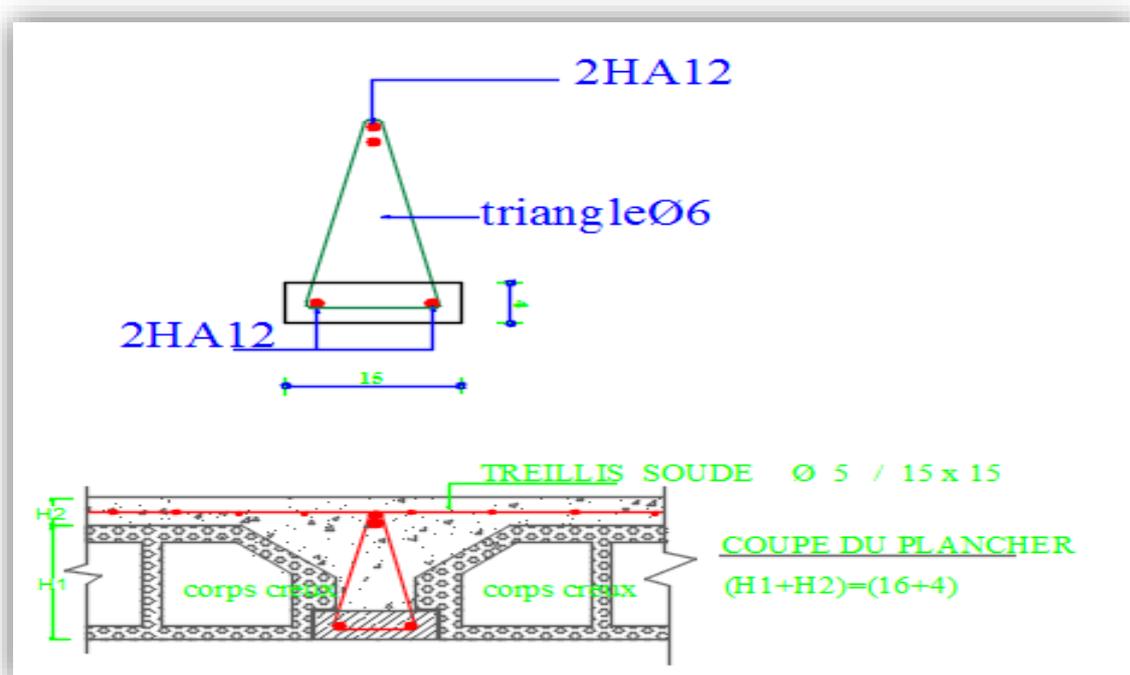
Vérification de la flèche :

$L=3.81 \text{ m} ; h=20 \text{ cm} ; M_0=0.829 \text{ t.m} ; M_t=0.589 \text{ t.m}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.052 \geq 0.044$ **vérifier**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow 0.052 \geq 0.047$ **vérifier**
- $\frac{A}{bd} \geq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.011 \geq 0.009$ **vérifier**

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

✚ Schéma de ferrailage du plancher terrasse :



-Plancher Etage courant (corps creux):

$$G=554\text{kg/m}^2$$

$$Q=250\text{kg/ m}^2$$

Combinaisons des charges :**à l'ELU :**

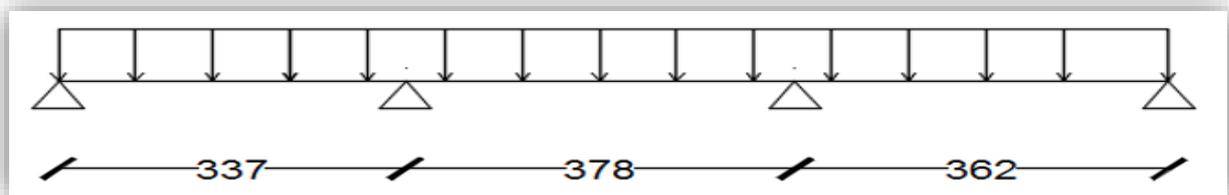
$$Q_u=0.6 (1.35 (G) + 1.5(Q)) = 0.6 (1.35*0.554+1.5*0.250)$$

$$Q_u=0.674 \text{ t/m}^2$$

à l'ELS :

$$Q_s = 0.6*(G + Q) =0.6*(0.554 + 0.250)$$

$$Q_s =0.482 \text{ t/m}^2$$

Type3 : 3travées**Calcul des Moments :****1-A/Calcul à l'ELU : $Q_u=0.674 \text{ t/m}^2$**

$$M_0 = \frac{(Q_u * l^2)}{8} = \frac{(0.674 * 3.37^2)}{8} = 0.956 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_u * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.674 * 3.37^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.191 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_u((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(lw) + 0.8(le)} = \frac{-0.674((3.37)^3 + (0.8*3.78)^3)}{8.5((3.37) + 0.8(3.78))}$$

$$M_2 = -0.817 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{-Q_u((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((0.8*3.78)^3 + (3.62)^3)}{8.5(0.8(3.78) + (3.62))}$$

$$M_3 = -0.896 \text{ t.m}$$

$$M_4 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_u * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.674 * 3.62^2)}{8}$$

$$M_4 = -0.221 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée :

$$Q_u = 0.674 \text{ t/m}^2$$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.674 * 3.37 * x)}{2} - \frac{(0.674 * x^2)}{2} - 0.191 + \frac{((-0.817 + 0.891) * x)}{3.37}$$

$$M_{1-2} = -0.337x^2 + 0.949x - 0.191$$

$$T_{1-2} = -0.674x + 0.949$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.41 \text{ m}$$

$$M_t = -0.337 (1.41)^2 + 0.949(1.41) - 0.191$$

$$M_t = 0.478 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.674 * 3.78 * x)}{2} - \frac{(0.674 * x^2)}{2} - 0.817 + \frac{((-0.895 + 0.817) * x)}{3.78}$$

$$M_{2-3} = -0.337 x^2 + 1.252x - 0.817$$

$$T_{2-3} = -0.674x + 1.252$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.86 \text{ m}$$

$$M_t = -0.337 (1.86)^2 + 1.252(1.86) - 0.817$$

$$M_t = 0.347 \text{ m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.674 \cdot 3.62 \cdot x)}{2} - \frac{(0.674 \cdot x^2)}{2} - 0.895 + \frac{((-0.221 + 0.895)x)}{3.62}$$

$$M_{3-4} = -0.337 x^2 + 1.406x - 0.895$$

$$T_{3-4} = -0.674x + 1.406$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.09\text{m}$$

$$M_t = -0.337 (2.09)^2 + 1.406(2.09) - 0.895$$

$$M_t = 0.571\text{t.m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELU :

$$T_{1-2} = -0.674x + 0.883$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{1-2} = 0.883\text{t}$$

$$x=3.37\text{m} \quad T_{1-2} = -1.389\text{t}$$

$$T_{2-3} = -0.674x + 1.213$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{2-3} = 1.213\text{t}$$

$$x=3.78\text{m} \quad T_{2-3} = -1.334\text{ t}$$

$$T_{3-4} = -0.674x + 1.135$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{3-4} = 1.135\text{t}$$

$$x=3.62\text{m} \quad T_{3-4} = -1.304\text{t}$$

A/Calcul à l'ELS :

a/Moment en Appui : $Q_s = 0.457\text{t/m}^2$

$$M_0 = \frac{(Q_s \cdot l^2)}{8} = \frac{(0.626 \cdot 3.37^2)}{8} = 0.649\text{t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 \cdot Q_s \cdot l^2)}{8} = \frac{(-0.2 \cdot 0.457 \cdot 3.37^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.136\text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_s((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5((lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((3.37)^3 + (0.8 \cdot 3.78)^3)}{8.5((3.37) + 0.8(3.78))}$$

$$M_2 = -0.585\text{t.m}$$

$$M_3 = \frac{Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((0.8*3.78)^3 + (3.62)^3)}{8.5(0.8(3.78) + (3.62))}$$

$$M_3 = -0.641 \text{ t.m}$$

$$M_4 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.457 * 3.62^2)}{8}$$

$$M_4 = -0.158 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée : $Q_u = 0.482 \text{ t/m}^2$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.482 * 3.37 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.136 + \frac{((-0.585 + 0.136) * x)}{3.37}$$

$$M_{1-2} = -0.241 x^2 + 0.679x - 0.136$$

$$T_{1-2} = -0.482x + 0.679$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.41 \text{ m}$$

$$M_t = -0.241(1.41)^2 + 0.679(1.41) - 0.136$$

$$M_t = 0.342 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.482 * 3.78 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.585 + \frac{((-0.641 + 0.585) * x)}{3.78}$$

$$M_{2-3} = -0.241 x^2 + 0.896x - 0.585$$

$$T_{2-3} = -0.482x + 0.896$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.86 \text{ m}$$

$$M_t = -0.241(1.86)^2 + 0.886(1.86) - 0.585$$

$$M_t = 0.248 \text{ m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.482 * 3.62 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.641 + \frac{((-0.158 + 0.641) * x)}{3.62}$$

$$M_{3-4} = -0.241 x^2 + 1.006x - 0.641$$

$$T_{3-4} = -0.484x + 1.006$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.08m$$

$$M_t = -0.241 (2.08)^2 + 1.006(2.08) - 0.641$$

$$M_t = 0.409t.m$$

L'Effort Tranchant à l'ELS:

$$T_{1-2} = -0.457x + 0.679$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 0.679t$$

$$x = 3.37m \quad T_{1-2} = -0.850t$$

$$T_{2-3} = -0.482x + 0.896$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{2-3} = 0.896t$$

$$x = 3.78m \quad T_{2-3} = -0.820 t$$

$$T_{3-4} = -0.482x + 1.006$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{3-4} = 1.006t$$

$$x = 3.62m \quad T_{3-4} = -0.637t$$

➤ Tableau récapitulatif des moments et effort tranchant : type2

✓ Moment sur appui

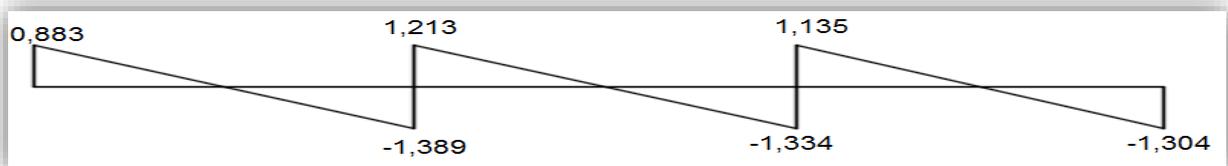
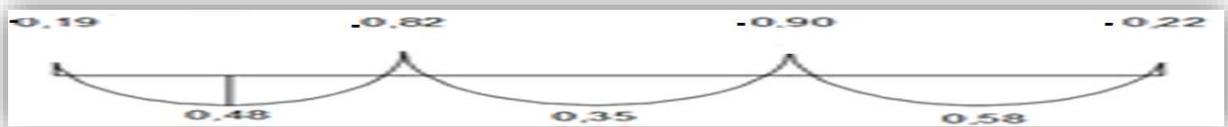
	M _{a1} (t.m)	M _{a2} (t.m)	M _{a3} (t.m)	M _{a4} (t.m)
A L'ELU	-0.191	-0.817	-0.0896	-0.0221
A L'ELS	-0.136	-0.585	-0.641	-0.158

✓ Moment en travée

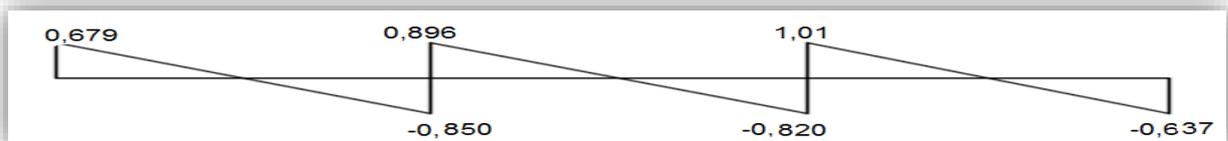
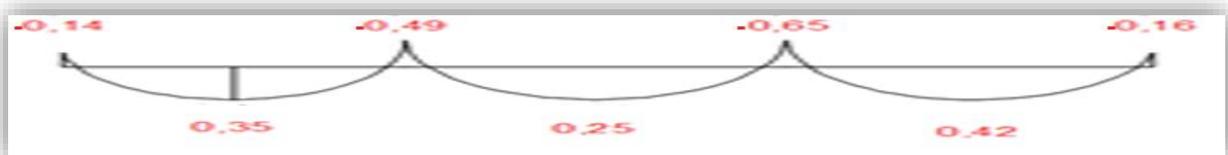
	M_{T1-2} (t.m)	M_{T2-3} (t.m)	M_{T3-4} (t.m)
A L'ELU	0.477	0.347	0.571
A L'ELS	0.342	0.249	0.408

✚ Diagrammes des moments et effort tranchant :

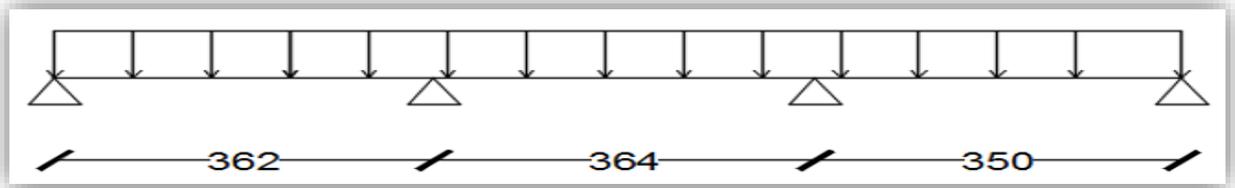
à l'ELU :



à l'ELS :



❖ Type4 : 3travées

**Calcul des Moments :****1-A/Calcul à l'ELU :** $Q_u=0.674 \text{ t/m}^2$

$$M_0 = \frac{(Q_u * l^2)}{8} = \frac{(0.674 * 3.62^2)}{8} = 1.103 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_u * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.674 * 3.62^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.221 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_u((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(lw) + 0.8(le)} = \frac{-0.674((3.62)^3 + (0.8 * 3.64)^3)}{8.5((3.62) + 0.8(3.64))}$$

$$M_2 = -0.875 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{-Q_u((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((0.8 * 3.64)^3 + (3.5)^3)}{8.5(0.8(3.64) + (3.5))}$$

$$M_3 = -0.835 \text{ t.m}$$

$$M_4 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_u * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.674 * 3.5^2)}{8}$$

$$M_4 = -0.206 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée :

$$Q_u = 0.674 \text{ t/m}^2$$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} * x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.674 * 3.62 * x)}{2} + \frac{(0.674 * x^2)}{2} - 0.221 + \frac{((-0.875 + 0.221) * x)}{3.62}$$

$$M_{1-2} = -0.337x^2 + 1.038x - 0.221$$

$$T_{1-2} = -0.674x + 1.038$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.54\text{m}$$

$$M_i = -0.337 (1.54)^2 + 1.038(1.54) - 0.221$$

$$M_i = 0.579\text{t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Qu \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Qu \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.674 \cdot 3.64 \cdot x)}{2} - \frac{(0.674 \cdot x^2)}{2} - 0.875 + \frac{((-0.835 + 0.875) \cdot x)}{3.64}$$

$$M_{2-3} = -0.337 x^2 + 1.237x - 0.875$$

$$T_{2-3} = -0.674x + 1.237$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.83 \text{ m}$$

$$M_i = -0.337 (1.83)^2 + 1.237(1.83) - 0.875$$

$$M_i = 0.261\text{m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Qu \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Qu \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.674 \cdot 3.5 \cdot x)}{2} - \frac{(0.674 \cdot x^2)}{2} - 0.895 + \frac{((-0.221 + 0.895) \cdot x)}{3.5}$$

$$M_{3-4} = -0.337 x^2 + 1.358x - 0.895$$

$$T_{3-4} = -0.674x + 1.358$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.01\text{m}$$

$$M_i = -0.337 (2.01)^2 + 1.406(2.01) - 0.895$$

$$M_i = 0.534\text{t.m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELU :

$$T_{1-2} = -0.674x + 1.038$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 1.038\text{t}$$

$$x = 3.62\text{m} \quad T_{1-2} = -1.401\text{t}$$

$$T_{2-3} = -0.674x + 1.237$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{2-3} = 1.237 \text{ t}$$

$$x=3.64 \text{ m} \quad T_{2-3} = -1.216 \text{ t}$$

$$T_{3-4} = -0.674x + 1.358$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{3-4} = 1.358 \text{ t}$$

$$x=3.5 \text{ m} \quad T_{3-4} = -1.00 \text{ t}$$

A/Calcul à l'ELS :

a/Moment en Appui : $Q_s = 0.457 \text{ t/m}^2$

$$M_0 = \frac{(Q_s * l^2)}{8} = \frac{(0.626 * 3.37^2)}{8} = 0.649 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.457 * 3.62^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.158 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_s((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5((lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((3.62)^3 + (0.8 * 3.64)^3)}{8.5((3.62) + 0.8(3.64))}$$

$$M_2 = -0.626 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{-Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.457((0.8 * 3.64)^3 + (3.5)^3)}{8.5(0.8(3.64) + (3.5))}$$

$$M_3 = -0.598 \text{ t.m}$$

$$M_4 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.457 * 3.5^2)}{8}$$

$$M_4 = -0.147 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée : $Q_u = 0.482 \text{ t/m}^2$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.482 * 3.62 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.158 + \frac{((-0.626 + 0.158)x)}{3.62}$$

$$M_{1-2} = -0.241 x^2 + 0.743x - 0.158$$

$$T_{1-2} = -0.482X + 0.743$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.54\text{m}$$

$$M_t = -0.241(1.41)^2 + 0.743(1.54) - 0.158$$

$$M_t = 0.415\text{t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.482 * 3.78 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.626 + \frac{((-0.598 + 0.626) * x)}{3.78}$$

$$M_{2-3} = -0.241 x^2 + 0.885x - 0.626$$

$$T_{2-3} = -0.482x + 0.885$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.84\text{m}$$

$$M_t = -0.241 (1.84)^2 + 0.885(1.84) - 0.626$$

$$M_t = 0.186\text{m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.482 * 3.62 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.598 + \frac{((-0.147 + 0.598) * x)}{3.62}$$

$$M_{3-4} = -0.241 x^2 + 0.972x - 0.598$$

$$T_{3-4} = -0.484x + 0.972$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.01\text{m}$$

$$M_t = -0.241 (2.01)^2 + 0.972(2.01) - 0.598$$

$$M_t = 0.382\text{t.m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELS:

$$T_{1-2} = -0.457x + 0.743$$

$$x = 0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 0.743\text{t}$$

$$x=3.62\text{m} \quad T_{1-2}=-0.911\text{t}$$

$$T_{2-3} = -0.482x + 0.885$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{2-3} = 0.885\text{t}$$

$$x=3.64\text{m} \quad T_{2-3}=-0.778 \text{ t}$$

$$T_{3-4} = -0.482x + 0.972$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{3-4} = 0.972\text{t}$$

$$x=3.5\text{m} \quad T_{3-4}=-0.627\text{t}$$

➤ **Tableau récapitulatif des moments et effort tranchant : type2**

✓ **Moment sur appui**

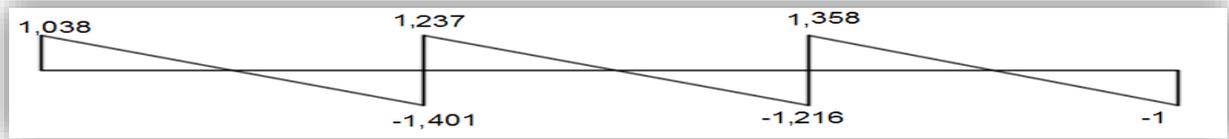
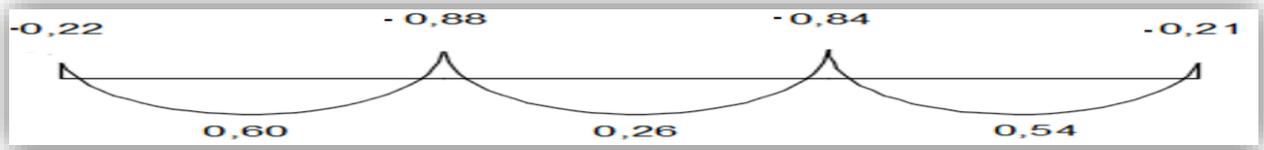
	M_{a1} (t.m)	M_{a2} (t.m)	M_{a3} (t.m)	M_{a4} (t.m)
A L'ELU	-0.221	-0.875	-0.0835	-0.0206
A L'ELS	-0.158	-0.626	-0.598	-0.147

✓ **Moment en travée**

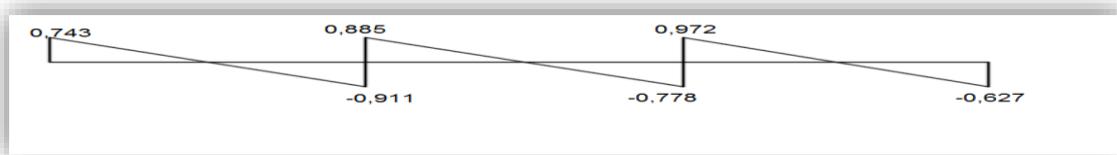
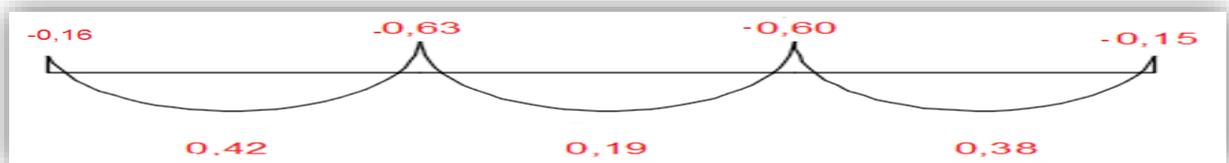
	M_{T1-2} (t.m)	M_{T2-3} (t.m)	M_{T3-4} (t.m)
A L'ELU	0.579	0.261	0.534
A L'ELS	0.415	0.187	0.383

✚ **Diagrammes des moments et effort tranchant :**

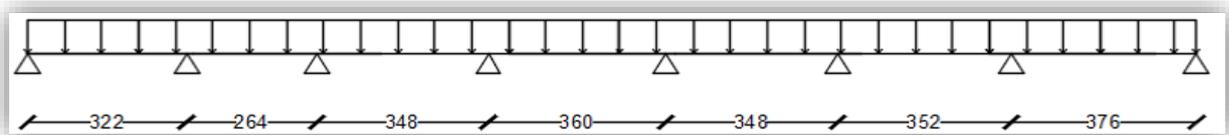
à l'ELU :



à l'ELS :



❖ Type5 : 7travées



Calcul des Moments:

1-A/Calcul à l'ELU :

a/Moment en Appui : $Q_u=0.674 \text{ t/m}^2$

$$M_0 = \frac{(Q_u * l^2)}{8} = \frac{(0.674 * 3.22^2)}{8} = 0.873 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Qu * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.674 * 3.22^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.175 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Qu((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5((lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((3.22)^3 + (0.8*3.64)^3)}{8.5((3.22) + 0.8(3.64))}$$

$$M_2 = -0.751 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((0.8*3.64)^3 + (0.8*3.48)^3)}{8.5(0.8(3.64) + 0.8(3.48))}$$

$$M_3 = -0.644 \text{ t.m}$$

$$M_4 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((0.8*3.48)^3 + (0.8*3.6)^3)}{8.5(0.8(3.62) + 0.8(3.74))}$$

$$M_4 = -0.636 \text{ t.m}$$

$$M_5 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((0.8*3.6)^3 + (0.8*3.48)^3)}{8.5(0.8(3.6) + 0.8(3.48))}$$

$$M_5 = -0.636 \text{ t.m}$$

$$M_6 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((0.8*3.48)^3 + (0.8*3.52)^3)}{8.5(0.8(3.48) + 0.8(3.52))}$$

$$M_6 = -0.621 \text{ t.m}$$

$$M_7 = -\frac{Qu((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw) + 0.8(le))} = \frac{-0.674((0.8*3.52)^3 + (0.8*3.76)^3)}{8.5(0.8(3.52) + 0.8(3.76))}$$

$$M_7 = -0.909 \text{ t.m}$$

$$M_8 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Qu * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.674 * 3.76^2)}{8}$$

$$M_8 = -0.238 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée :

$$Qu = 0.674 \text{ t/m}^2$$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Qu * l * x)}{2} + \frac{(Qu * x^2)}{2} + Mw + \frac{(Me - Mw)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.674 \cdot 3.22 \cdot x)}{2} - \frac{(0.674 \cdot x^2)}{2} - 0.175 + \frac{((-0.751 + 0.175)x)}{3.22}$$

$$M_{1-2} = -0.337 x^2 + 0.906x - 0.175$$

$$T_{1-2} = -0.674x + 0.906$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.34 \text{ m}$$

$$M_t = -0.337 (1.34)^2 + 0.906(1.34) - 0.175$$

$$M_t = 0.434 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_u \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_u \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.674 \cdot 3.64 \cdot x)}{2} - \frac{(0.674 \cdot x^2)}{2} - 0.751 + \frac{((-0.644 + 0.751)x)}{3.64}$$

$$M_{2-3} = -0.337 x^2 + 1.255 x - 0.751$$

$$T_{2-3} = -0.64x + 1.255$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.86 \text{ m}$$

$$M_t = -0.337 (1.86)^2 + 1.255(1.86) - 0.751$$

$$M_t = 0.419 \text{ t.m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Q_u \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_u \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.674 \cdot 3.48 \cdot x)}{2} - \frac{(0.674 \cdot x^2)}{2} - 0.644 + \frac{((-0.636 + 0.644)x)}{3.48}$$

$$M_{3-4} = -0.337 x^2 + 1.135x - 0.644$$

$$T_{3-4} = -0.674x + 1.174$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.74 \text{ m}$$

$$M_t = -0.337 (1.74)^2 + 1.174(1.74) - 0.644$$

$$M_t = 0.379 \text{ t.m}$$

Travée (4-5):

$$M_{4-5} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{4-5} = \frac{(0.674 * 3.6 * x)}{2} - \frac{(0.674 x^2)}{2} - 0.636 + \frac{((-0.636 + 0.636) x)}{3.6}$$

$$M_{4-5} = -0.337 x^2 + 1.212x - 0.636$$

$$T_{4-5} = -0.674x + 1.212$$

$$T_{4-5} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.8m$$

$$M_t = -0.337 (1.8)^2 + 1.212(1.8) - 0.636$$

$$M_t = 0.455t.m$$

Travée (5-6):

$$M_{5-6} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{5-6} = \frac{(0.674 * 3.48 * x)}{2} - \frac{(0.674 * x^2)}{2} - 0.636 + \frac{((-0.621 + 0.636) x)}{3.48}$$

$$M_{5-6} = -0.337 x^2 + 1.176 x - 0.636$$

$$T_{5-6} = -0.674x + 1.176$$

$$T_{5-6} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.75 m$$

$$M_t = -0.337 (1.75)^2 + 1.176(1.75) - 0.636$$

$$M_t = 0.391m$$

Travée (6-7):

$$M_{6-7} = \frac{(Q_u * l * x)}{2} + \frac{(Q_u * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{6-7} = \frac{(0.674 * 3.52 * x)}{2} - \frac{(0.674 * x^2)}{2} - 0.621 + \frac{((-0.909 + 0.621) x)}{3.52}$$

$$M_{6-7} = -0.337 x^2 + 1.104x - 0.621$$

$$T_{6-7} = -0.674x + 1.104$$

$$T_{6-7} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.64m$$

$$M_t = -0.337 (1.64)^2 + 1.104(1.64) - 0.621$$

$$M_t = 0.283t.m$$

Travée (7-8):

$$M_{7-8} = \frac{(Q_u \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_u \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{7-8} = \frac{(0.674 \cdot 3.76 \cdot x)}{2} + \frac{(0.674 \cdot x^2)}{2} - 0.909 + \frac{((-0.238 + 0.909)x)}{3.76}$$

$$M_{7-8} = -0.337 x^2 + 1.445x - 0.909$$

$$T_{7-8} = -0.626x + 1.445$$

$$T_{7-8} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.15\text{m}$$

$$M_t = -0.337 (2.15)^2 + 1.445(2.15) - 0.909$$

$$M_t = 0.640\text{t.m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELU :

$$T_{1-2} = -0.674x + 0.906$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{1-2} = 0.906\text{t}$$

$$x=3.22\text{m} \quad T_{1-2} = -1.264\text{t}$$

$$T_{2-3} = -0.674x + 1.255$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{2-3} = 1.255\text{t}$$

$$x=3.64\text{m} \quad T_{2-3} = -1.198\text{ t}$$

$$T_{3-4} = -0.674x + 1.174$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{3-4} = 1.174\text{t}$$

$$x=3.48\text{m} \quad T_{3-4} = -1.171\text{t}$$

$$T_{4-5} = -0.674x + 1.212$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{4-5} = 1.221\text{ t}$$

$$x=3.6\text{m} \quad T_{4-5} = -1.214\text{ t}$$

$$T_{5-6} = -0.674x + 1.176$$

$$x=0\text{ m} \quad T_{5-6} = 1.176\text{t}$$

$$x=3.48\text{m} \quad T_{5-6} = -1.169\text{ t}$$

$$T_{6-7} = -0.674x + 1.104$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{6-7} = 1.104 \text{ t}$$

$$x=3.52 \text{ m} \quad T_{6-7} = -1.268 \text{ t}$$

$$T_{7-8} = -0.674x + 1.445$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{7-8} = 1.445 \text{ t}$$

$$x=3.76 \text{ m} \quad T_{7-8} = -1.089 \text{ t}$$

1-A/Calcul à l'ELS :

a/Moment en Appui : $Q_s = 0.482 \text{ t/m}^2$

$$M_0 = \frac{(Q_s * l^2)}{8} = \frac{(0.482 * 3.22^2)}{8} = 0.625 \text{ t.m}$$

$$M_1 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.482 * 3.22^2)}{8} =$$

$$M_1 = -0.125 \text{ t.m}$$

$$M_2 = \frac{-Q_s((lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(lw) + 0.8(le)} = \frac{-0.482((3.22)^3 + (0.8*3.64)^3)}{8.5(3.22) + 0.8(3.64)}$$

$$M_2 = -0.537 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{-Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw)) + 0.8(le)} = \frac{-0.482((0.8*3.64)^3 + (0.8*3.48)^3)}{8.5(0.8(3.64)) + 0.8(3.48)}$$

$$M_3 = -0.461 \text{ t.m}$$

$$M_4 = \frac{-Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw)) + 0.8(le)} = \frac{-0.482((0.8*3.48)^3 + (0.8*3.6)^3)}{8.5(0.8(3.48)) + 0.8(3.6)}$$

$$M_4 = -0.456 \text{ t.m}$$

$$M_5 = \frac{-Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw)) + 0.8(le)} = \frac{-0.482((0.8*3.6)^3 + (0.8*3.48)^3)}{8.5(0.8(3.6)) + 0.8(3.48)}$$

$$M_5 = -0.456 \text{ t.m}$$

$$M_6 = \frac{-Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw)) + 0.8(le)} = \frac{-0.482((0.8*3.48)^3 + (0.8*3.52)^3)}{8.5(0.8(3.48)) + 0.8(3.52)}$$

$$M_6 = -0.445 \text{ t.m}$$

$$M_7 = \frac{-Q_s((0.8lw)^3 + (0.8le)^3)}{8.5(0.8(lw)) + 0.8(le)} = \frac{-0.482((0.8*3.52)^3 + (0.8*3.76)^3)}{8.5(0.8(3.52)) + 0.8(3.76)}$$

$$M_7 = -0.651 \text{ t.m}$$

$$M_8 = (-0.2) M_0 = \frac{(-0.2 * Q_s * l^2)}{8} = \frac{(-0.2 * 0.482 * 3.76^2)}{8}$$

$$M_8 = -0.171 \text{ t.m}$$

b/Moment en travée : $Q_s = 0.482 \text{ t/m}^2$

Travée (1-2):

$$M_{1-2} = M_{1-2} = \frac{(Q_s * l * x)}{2} + \frac{(Q_s * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{1-2} = \frac{(0.482 * 3.22 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.125 + \frac{((-0.537 + 0.125)x)}{3.22}$$

$$M_{1-2} = -0.241x^2 + 0.648x - 0.125$$

$$T_{1-2} = -0.482x + 0.648$$

$$T_{1-2} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.34 \text{ m}$$

$$M_i = -0.241 (1.34)^2 + 0.648(1.34) - 0.125$$

$$M_i = 0.311 \text{ t.m}$$

Travée (2-3):

$$M_{2-3} = \frac{(Q_s * l * x)}{2} + \frac{(Q_s * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{2-3} = \frac{(0.482 * 3.64 * x)}{2} - \frac{(0.482 * x^2)}{2} - 0.537 + \frac{((-0.461 + 0.537)x)}{3.64}$$

$$M_{2-3} = -0.241 x^2 + 0.898x - 0.537$$

$$T_{2-3} = -0.482x + 0.898$$

$$T_{2-3} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.86 \text{ m}$$

$$M_i = -0.241 (1.86)^2 + 0.898(1.86) - 0.537$$

$$M_i = 0.300 \text{ m}$$

Travée (3-4):

$$M_{3-4} = \frac{(Q_s * l * x)}{2} + \frac{(Q_s * x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{3-4} = \frac{(0.482 \cdot 3.48 \cdot x)}{2} - \frac{(0.482 \cdot x^2)}{2} - 0.461 + \frac{((-0.456 + 0.461) \cdot x)}{3.48}$$

$$M_{3-4} = -0.241 x^2 + 0.841x - 0.461$$

$$T_{3-4} = -0.482x + 0.841$$

$$T_{3-4} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.74\text{m}$$

$$M_t = -0.241 (1.74)^2 + 0.841(1.74) - 0.461$$

$$M_t = 0.272\text{t.m}$$

Travée (4-5):

$$M_{4-5} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{4-5} = \frac{(0.482 \cdot 3.6 \cdot x)}{2} - \frac{(0.482 \cdot x^2)}{2} - 0.456 + \frac{((-0.456 + 0.456) \cdot x)}{3.6}$$

$$M_{4-5} = -0.241 x^2 + 0.868x - 0.456$$

$$T_{4-5} = -0.482x + 0.868$$

$$T_{4-5} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.80\text{m}$$

$$M_t = -0.241 (1.80)^2 + 0.868(1.80) - 0.456$$

$$M_t = 0.326\text{t.m}$$

Travée (5-6):

$$M_{5-6} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{5-6} = \frac{(0.482 \cdot 3.48 \cdot x)}{2} - \frac{(0.482 \cdot x^2)}{2} - 0.456 + \frac{((-0.445 + 0.456) \cdot x)}{3.48}$$

$$M_{5-6} = -0.247 x^2 + 0.842 x - 0.456$$

$$T_{5-6} = -0.229x + 0.842$$

$$T_{5-6} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.74\text{ m}$$

$$M_t = -0.241 (1.74)^2 + 0.842(1.74) - 0.456$$

$$M_t = 0.279\text{m}$$

Travée (6-7):

$$M_{6-7} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{6-7} = \frac{(0.482 \cdot 3.52 \cdot x)}{2} - \frac{(0.482 \cdot x^2)}{2} - 0.444 + \frac{((-0.651 + 0.445)x)}{3.52}$$

$$M_{6-7} = -0.241 x^2 + 0.790x - 0.445$$

$$T_{6-7} = -0.482x + 0.790$$

$$T_{6-7} = 0; \Rightarrow x_1 = 1.64\text{m}$$

$$M_t = -0.229 (1.64)^2 + 0.790(1.64) - 0.454$$

$$M_t = 0.202\text{t.m}$$

Travée (7-8):

$$M_{7-8} = \frac{(Q_s \cdot l \cdot x)}{2} + \frac{(Q_s \cdot x^2)}{2} + M_w + \frac{(M_e - M_w)}{l} x$$

$$M_{7-8} = \frac{(0.482 \cdot 3.76 \cdot x)}{2} - \frac{(0.482 \cdot x^2)}{2} - 0.651 + \frac{((-0.171 + 0.651)x)}{3.76}$$

$$M_{7-8} = -0.229 x^2 + 1.034x - 0.651$$

$$T_{7-8} = -0.482x + 1.034$$

$$T_{7-8} = 0; \Rightarrow x_1 = 2.15\text{m}$$

$$M_t = -0.241 (2.15)^2 + 0.983(2.15) - 0.651$$

$$M_t = 0.458\text{t.m}$$

L'Effort Tranchant à l'ELS:

$$T_{1-2} = -0.482x + 0.648$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{1-2} = 0.648\text{t}$$

$$x=3.22\text{m} \quad T_{1-2} = -0.904\text{t}$$

$$T_{2-3} = -0.482x + 0.898$$

$$x=0 \text{ m} \quad T_{2-3} = 0.898\text{t}$$

$$x=3.64\text{m} \quad T_{2-3} = -0.856\text{t}$$

$$T_{3-4} = -0.482x + 0.841$$

$x=0 \text{ m} \quad T_{3-4} = 0.841t$

$x=3.48\text{m} \quad T_{3-4}=-0.836t$

$T_{4-5} = -0.482x+0.868$

$x=0 \text{ m} \quad T_{4-5} = 0.868 \text{ t}$

$x=3.6 \text{ m} \quad T_{4-5}=-0.867t$

$T_{5-6} = -0.482x+0.842$

$x=0 \text{ m} \quad T_{5-6} = 0.842t$

$x=3.48\text{m} \quad T_{5-6}=-0.835 \text{ t}$

$T_{6-7} = -0.482x+0.790$

$x=0 \text{ m} \quad T_{6-7} = 0.790t$

$x=3.52\text{m} \quad T_{6-7}=-0.906t$

$T_{7-8} = -0.482x+1.034$

$x=0 \text{ m} \quad T_{7-8} = 1.034 \text{ t}$

$x=3.76\text{m} \quad T_{7-8}=-0.778 \text{ t}$

➤ **Tableau récapitulatif des moments et effort tranchant : type2**

✓ **Moment sur appui**

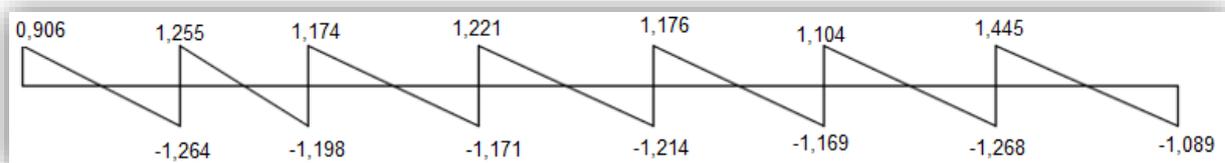
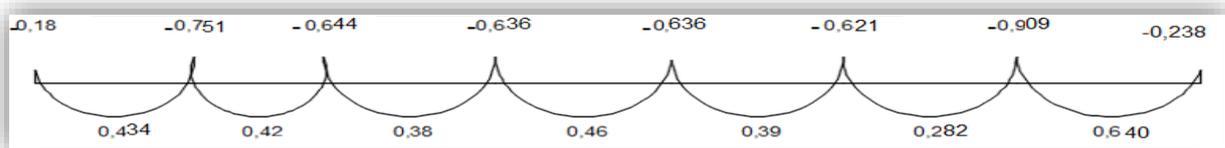
	M_{a1} (t.m)	M_{a2} (t.m)	M_{a3} (t.m)	M_{a4} (t.m)	M_{a5} (t.m)	M_{a6} (t.m)	M_{a7} (t.m)	M_{a8} (t.m)
A L'ELU	-0.175	-0.751	-0.644	-0.636	-0.636	-0.621	-0.909	-0.238
A L'ELS	-0.125	-0.537	-0.461	-0.456	-0.456	-0.445	-0.651	-0.171

✓ Moment en travée

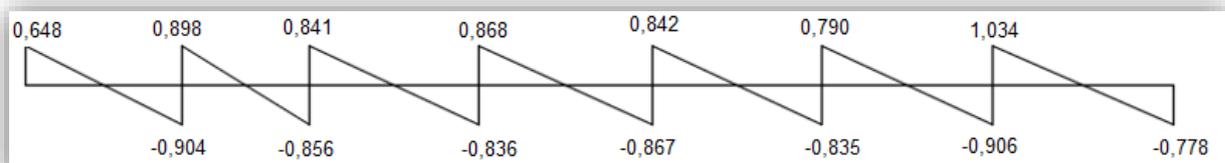
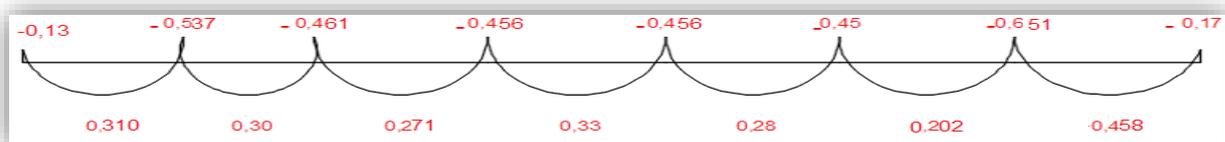
	M_{T1-2} (t.m)	M_{T2-3} (t.m)	M_{T3-4} (t.m)	M_{T4-5} (t.m)	M_{T5-6} (t.m)	M_{T6-7} (t.m)	M_{T7-8} (t.m)
A L'ELU	0.434	0.419	0.379	0.455	0.391	0.282	0.640
A L'ELS	0.310	0.300	0.271	0.325	0.279	0.202	0.458

✚ Diagrammes des moments et effort tranchant :

à l'ELU :



À l'ELS :



Ferraillage des poutrelles :

les données :

$b=60\text{cm}$ largeur de la table

$h=20\text{cm}$ hauteur totale de la section

$b=15\text{cm}$ largeur de l'âme

$h_0=4\text{cm}$ hauteur de la table de compression

Enrobage des armatures $c=c'=2\text{cm} \rightarrow d=18\text{cm}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; f_{eE400} , $\sigma_{bc}=14,20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

A/E.L.U:

a/En travée : $M_{t\max}=0.640\text{ t.m}$

$$M_{\text{Tab}} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 0.60 \cdot 0.04 \cdot 1420 \cdot (0.18 - \frac{0.02}{2}) = 5.90\text{ tm}$$

$M_{\text{Tab}} = 5.79\text{t.m} \geq M_t = 0.640\text{t.m}$... vérifiée.

D'où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$(b \times h) = (60 \times 20)\text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{64000}{142 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.029$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot (0.029)) = 17.78\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{64000}{17.78 \cdot 348} = 1.03\text{ cm}^2$$

Donc on adopte: $2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$

***/Condition de non Fragilité:**

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 0.23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot (2.1/400) \leq A_s$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

b/En Appuis :

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 comprimé donc on considère une section rectangulaire ($b_0 \times h$) de dimension (15×20) cm^2

$$M_a \max = -0.909 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{90900}{142 \cdot 15 \cdot 18^2} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_R = 0,392 \quad \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.17$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \cdot (0.17)) = 16.74 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{90900}{16.74 \cdot 3480} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 2HA12 = 2.26 cm^2

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 0.23 \cdot 15 \cdot 18 \cdot (2.1/400) \leq A_s$$

$$A_{\min} = 0.326 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

-B/Vérification à L'ELS (Terrasse) :

$$\mathbf{a/En travée : } M_{\max} = 0.458 \text{ t.m}$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$30x^2 - 15 \cdot 2.26 \cdot 18 + 33.9x = 0$$

$$30x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 272.71 \Rightarrow x = 3.98 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(60 \cdot (3.98)^3)}{3} + 15 \cdot 2.26 (18 - 3.98)^2 = 7924.28 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{45800 \cdot 3.98}{7924.28} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 23 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérfiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 45800 \cdot (18 - 3.98))}{7924.28} = 1215.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1215.47 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

$$\text{b/En appuis : } M_a = -0.651 \text{ t.m ; } A = 2.26 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$7.5x^2 - 15 \cdot 2.26 \cdot 18 + 33.9x = 0$$

$$7.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 139.48 \Rightarrow x = 7.04 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(15 \cdot (7.04)^3)}{3} + 15 \cdot 2.26 (18 - 7.04)^2 = 5816.69 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{65100 \cdot 7.04}{5816.69} = 78.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 78.79 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 65100 \cdot (18 - 7.04))}{5816.69} = 1839.95 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1839.95 \text{ kg/cm}^2 \geq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifier

*/ Vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1.034 \times 10^3}{15 \times 18} = 3.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.381 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 14 \text{ cm}$$

*/Section des Armature transversale

$$\delta t \leq (h/35; b_0/10) = \min(20/35; 15/10) = 0.57$$

Donc on adopte: $2HA8=0.57 \text{ cm}^2$ (1cadre et 1 épingle)

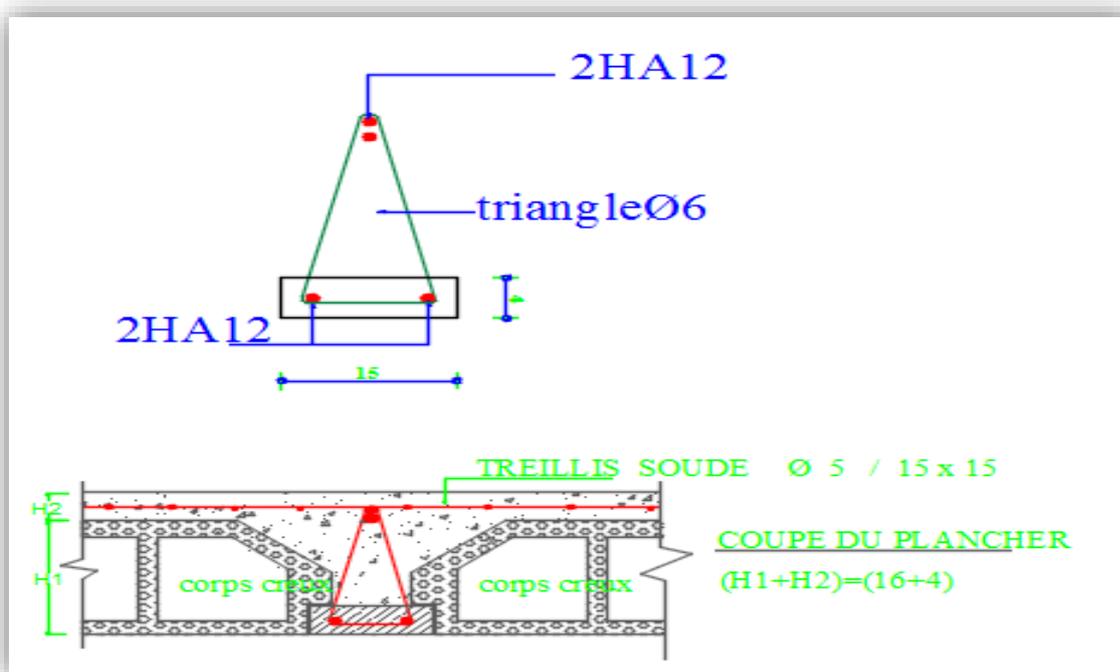
Vérification de la flèche :

$$L=3.76\text{m} ; h=20\text{cm} ; M_0=0.0.809\text{t.m} ; M_t=0.458\text{t.m}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.057 \geq 0.044 \dots\dots \text{vérifier}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow 0.057 \geq 0.037 \dots\dots \text{vérifier}$
- $\frac{A}{b_0d} \geq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.009 \geq 0.009 \dots\dots \text{vérifier}$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

✚ Schéma de ferrailage du plancher étage courant :



Les éléments secondaires

1- Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons et la dalle machine.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant les règlements du **B.A.E.L** en respectant le Règlement Parasismique Algérien.

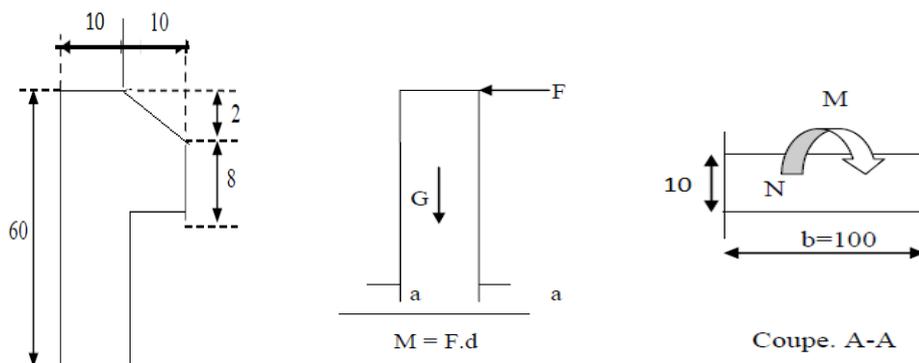
1-1- L'Acrotère :

➤ Définition :

L'acrotère est un élément non structural qui n'a pas une fonction porteuse ou de contreventement, mais il assure la sécurité des personnes au niveau de la terrasse, et limite la pente de terrasse.

Il sera calculée comme une console encastree sur le plancher terrasse, il est soumise à son poids propre G , et à une charge horizontale.

Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur



➤ Sollicitations et combinaisons d'action :

Sous l'action des charges d'exploitation :

N_G : effort de compression due au poids (G) donc $N_G = G = 2.295 \text{ KN/ml}$

M_G : moment crée par N_G donc $M_G = N_G * L = 0$ ($L = 0$)

N_q : l'effort dû à la surcharge Q $N_q = 0$

M_Q : moment crée par la charge $M_Q = Q * L = 1 * 0.6 = 0.6$ KN.m=0,06 t.m

✓ **ELU:**

$N_U = 1,35 N_G + 1.5 N_q = 1.35 (2.295) + 1.5 (0) = 0,311$ t/ml

$M_U = 1,35 M_G + 1.5 M_q = 1.35 (0) + 1.5 (0.6) = 0.09$ t.m

✓ **ELS:**

$N_S = N_G + N_q = 2.295 + 0 = 0,23$ t/ml

$M_S = M_G + M_q = 0 + 0.6 = 0.06$ t.m

➤ **Détermination de l'excentricité :**

✓ **ELU :**

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.09}{0.311} = 0.29 \text{ m} = 2,9 \text{ cm}$$

✓ **ELS :**

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.06}{0.23} = 0.26 \text{ m} = 2,6 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

$e_1 < e_0$ Donc l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle ci est partiellement comprimée .Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_A) calculé par rapport aux armatures tendues.

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fait pour une bonde de 1m

D'après le BAEL – 91 le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendus

$$M_A = M_U + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{tel que : } d = h - c \quad (c = \text{enrobage} = 2,5 \text{ cm})$$

$$d = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}$$

$$M_A = 0,09 + 0,311(0,075 - \frac{0,1}{2}) = 0,110 \text{ t.m}$$

On applique les formules de la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} \text{ (BAEL-91) avec: } \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,16 \text{ MPa} = 142 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{0,119 \times 10^5}{100(8)^2 \cdot 142} = 0,013 < \mu_L = 0,392 \quad \text{Pivot A section simple}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0,013)}}{0,8} = 0,016$$

$$B = (1 - 0,4 \alpha) = 0,993 \text{ cm}$$

$$Z_u = B - d = 0,993 - 7,5 = 6,50 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} = 3480 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_f = \frac{M_A}{Z_u \sigma_s} = \frac{0,09 \times 10^5}{6,50 \times 3480} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{f_e} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,36 - \frac{0,311 \times 10^3}{3480} = 0,27 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3,93 cm²/ml

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23(100)(7,5)(2,1) / 400 = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2 < A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \text{ BAEL - 91 page 203}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min(3(10) ; 33)\text{cm}$$

$$S_t \leq 30\text{cm} \text{ On adopte un espacement } S_t = 20\text{cm}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA8=1,01 cm²/ml

➤ **Espacement :**

$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm})$ BAEL -91 page 203

$S_t \leq \min (4 (10), 45) \text{ cm}$ donc $S_t \leq 40\text{cm}$ on adopte un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

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

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 0,1 \cdot 10^3}{100 \cdot 13} = 0,115 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 F_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 0,325 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\tau_u = 0,115 \text{ Kg /cm}^2 \leq \bar{\tau}_u = 0,325 \text{ Kg /cm}^2$$

* **Vérification à l'ELS :**

➤ **Calcul de centre de pression :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,09}{0,23} = 0,391 \text{ m} = 39,1 \text{ cm}$$

$$c = e_0 + \frac{h}{2} = 39,1 - 5 = 34,1 \text{ cm}$$

$e_0 > 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ section est partiellement comprimée ; il faut résoudre l'équation du 3^{ème} degré .

$$e_1^3 + P e_1 + q = 0$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{100} (c+d) \quad \Rightarrow P = -3(34,1)^2 + 90 \times \frac{2,51}{100} \times (34,1 + 2,5)$$

$$P = - 3405,75$$

$$Q = 2c^3 - 90 \frac{A}{100} (c+d)^2 \quad \Rightarrow Q = 2 (34,1)^3 - 90 \times \frac{2,51}{100} \times (34,1 + 2,5)^2$$

$Q = 76277,57$

❖ **Résolution de l'équation du 3^{ème} degré :**

$\Delta = q^2 + 4 \times (p)^3 / 27 \Rightarrow \Delta = -32489841,72 < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines
(3 solution = réelles que nous pourrons déterminer en utilisant la méthode approchée suivant :

1. $\cos \alpha = \left(\frac{3Q}{2P}\right) \sqrt{\frac{-3}{P}} = \left(\frac{3 \times 76277,57}{2(-3405,75)}\right) \sqrt{\frac{-3}{-3405,75}} = -0,996 \Rightarrow \alpha = 175,51^\circ$

2. $a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-826,59}{3}} = 67,38 \text{ cm}$

3. $e_1 = a \cos(\alpha / 3) = 67,38 \cos(175,51/3) = 36,20 \text{ cm}$
 $e_1' = a \cos(\alpha / 3 + 120) = 67,38 \cos(175,51/3 + 120) = -67,36 \text{ cm}$
 $e_1'' = a \cos(\alpha / 3 + 240) = 67,38 \cos(175,51/3 + 240) = 32,15 \text{ cm}$

$X = h/2 - e_0 + e_1 = 5 - 39,1 + 36,20 = 2,1 \dots\dots\dots$ Adopté
 $X = h/2 - e_0 + e_1' = 5 - 39,1 - 67,36 = -101,46 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Rejeté
 $X = h/2 - e_0 + e_1'' = 5 - 39,1 + 32,15 = -1,95 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Rejeté

$h/2 = 5 > X = 2,1 \dots\dots\dots$ Condition verifier

* **Vérification des contraintes :**

✓ **Dans le béton :**

$S = \frac{bx^2}{2} - 15 A_s (d-x)$
 $S = 100 \times (2,1)^2 / 2 - 15 (2,51)(7,5 - 2,1)$
 $S = 36,49 \text{ cm}^3$

$\sigma_b = \frac{N_{ser. X}}{S} = \frac{230 \times 2,1}{36,49} = 13,24 \text{ Kg / cm}^2.$

$\bar{\sigma}_b = 0.6 F_c = 0.6 \times 250 = 150 \text{ Kg / cm}^2.$

$13,24 \text{ Kg / cm}^2 < 150 \text{ Kg / cm}^2 \dots\dots\dots$ CV

✓ **En acier:**

$$\sigma_s = \frac{15N_{ser. (d-x)}}{S} = \frac{15.230 \cdot (7,5-2,1)}{36,49} = 510,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 510,55 \text{ kg/cm}^2 < 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

*** Verification au séisme :**

D'après le **RPA 99** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P \quad \text{cette dernière on doit la vérifier si elle est } < 1.5 Q$$

A : coefficient d'accélération de zone .

$$A = 0.15 \text{ (groupe 2 , zone II)}$$

C_P : facteur de force horizontale.

$$C_P = 0.80 \text{ (élément en console)}$$

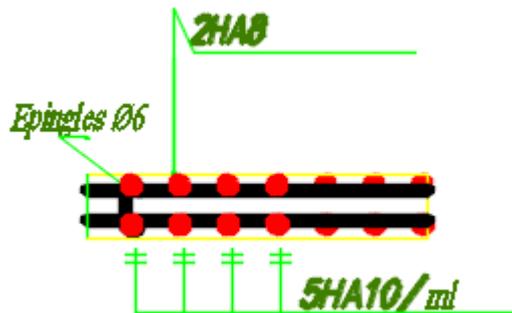
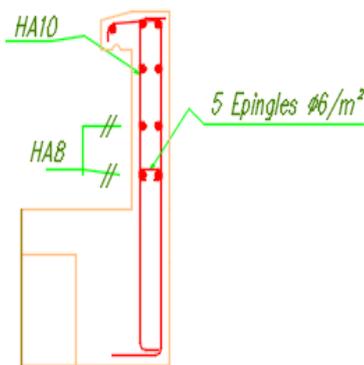
W_P : poids de l'acrotère

$$W_P = 0.247 \text{ t/m}^2$$

$$D'où : F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.23 = 0.118 \quad \Rightarrow F_P = 0.110 \text{ t} < 0.15 \text{ CV}$$

✚ Schéma de ferrailage :

Acrotères



1- Les escaliers :

➤ Introduction :

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier. il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées

VUE EN PLAN ESCALIER

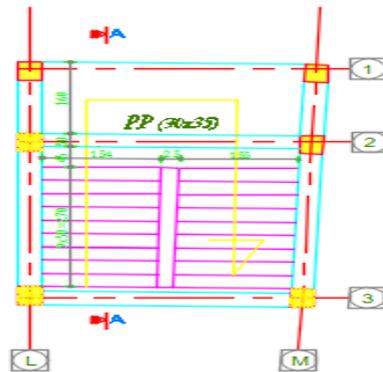
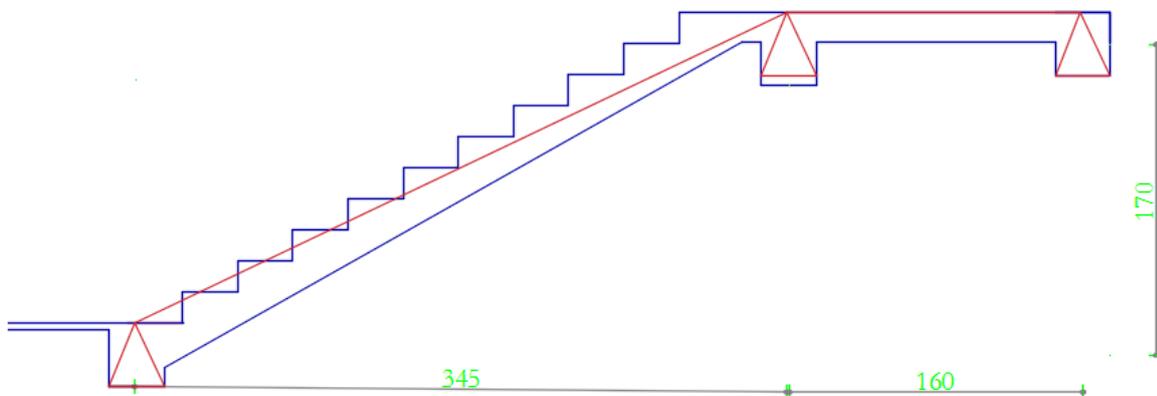


Schéma statique :



* Evaluation des charges :

Paillasse : $G=0.662 \text{ t/m}^2$; $Q=0.250 \text{ t/m}^2$

Palier : $G=0.559 \text{ t/m}^2$; $Q=0.250 \text{ t/m}^2$

Mur extérieure : $G= 0,26 \text{ t/m}^2$

* Calcul des sollicitations :

✓ **Paillasse :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1,55 = (1,35 \times 0,662 + 1,5 \times 0,25) \times 1,55$$

$$\rightarrow q_u = 1,97 \text{ t/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1,55 = (0,662 + 0,250) \times 1,55$$

$$\rightarrow q_s = 1,41 \text{ t/ml}$$

✓ **Palier :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 3,8 = (1,35 \times 0,554 + 1,5 \times 0,25) \times 3,8$$

$$\rightarrow q_u = 4,26 \text{ t/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 3,8 = (0,554 + 0,250) \times 3,8$$

$$\rightarrow q_s = 3,06 \text{ t/ml}$$

✓ **Mur extérieure :**

$$q_u = 1,35G \times 3 \times 3,8 \times 0,7 = 1,35 \times 0,26 \times 0,7 \times 3 \times 3,8$$

$$\rightarrow q_u = 2,81 \text{ t/ml}$$

$$q_s = G \times 3 \times 3,8 \times 0,7 = 0,26 \times 0,7 \times 3 \times 3,8$$

$$\rightarrow q_s = 2,07 \text{ t/ml}$$

✓ **Etude des escaliers :**

$$h=1$$

✓ **formule des trois moments :**

$$b_i M_{i-1} + (C_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = O_{ig} - O_{id}$$

$$\text{avec: } C_i = a_i \frac{l_i}{3EI} ; b_i = \frac{l_i}{6EI} ; O_{ig} = \frac{-ql_i^3}{24EI} ; O_{id} = \frac{ql_i^3}{24EI}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

Pour $i=1$

$$(c_1 + a_2) M_1 = O_{1g} - O_{1d}$$

$$b_2 M_1 = O_{1g} - O_{1d}$$

$$c_1 = \frac{3,2}{3EI} = \frac{1,07}{EI}$$

$$a_2 = \frac{1,6}{3EI} = \frac{0,53}{EI}$$

$$b_2 = \frac{1,6}{6EI} = \frac{0,27}{EI}$$

$$O_{1g} = \frac{-1,97 \times 3,2^3}{24EI} = \frac{-2,69}{EI}$$

$$O_{1d} = \frac{4,26 \times 1,6^3}{24EI} = \frac{0,73}{EI}$$

$$O_{2g} = \frac{-4,26 \times 1,6^3}{24EI} = \frac{-0,73}{EI}$$

$$O_{2d} = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow 1,6 M_1 = -3,42 \rightarrow M_1 = -2,14 \text{ t.m} \\ \rightarrow 0,27 M_2 = -0,73 \rightarrow M_2 = -2,71 \text{ t.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_1 = -2,42 \text{ t.m}$$

A L'ELU :

Calcul des Réaction :

$$\sum M/0 = 0 \rightarrow 1,97 \times \frac{3,2^2}{2} + 2,42 = R_1 \times 3,2 \rightarrow R_1 = 3,91 \text{ t}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_0 + R_1 = 1,97 \times 3,2 \rightarrow R_0 = 2,39 \text{ t}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow 4,26 \times \frac{1,6^2}{2} + 2,42 = R_1 \times 1,6 \rightarrow R_1 = 4,92 \text{ t}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_2 + R_1 = 4,26 \times 1,6 + 2,81 \rightarrow R_0 = 4,71 \text{ t}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$T=0 \rightarrow 2,39 - 1,97x = 0$$

$$x = 1,21 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2,39(1,21) - \frac{1,97 \times 1,21^2}{2} = 1,45 \text{ t.m}$$

$$1,90 - 4,26x = 0$$

$$x = 0,45 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1,90(0,45) - \frac{4,26 \times 0,45^2}{2} = 0,42 \text{ t.m}$$

A- L'ELS :

$$O_{1g} = \frac{-1,41 \times 3,2^3}{24EI} = \frac{-1,93}{EI}$$

$$O_{1d} = \frac{3,06 \times 1,6^3}{24EI} = \frac{0,52}{EI}$$

$$O_{2g} = \frac{-3,06 \times 1,6^3}{24EI} = \frac{-0,52}{EI}$$

$$O_{2d} = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow 1,6 M_1 = -2,45 \rightarrow M_1 = -1,53 \text{ t.m} \\ \rightarrow 0,27 M_2 = -0,52 \rightarrow M_2 = -1,93 \text{ t.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_1 = 1,73 \text{ t.m}$$

Reaction :

$$\sum M/0 = 0 \rightarrow 1,41 \times \frac{3,2^2}{2} + 1,73 = R_1 \times 3,2 \rightarrow R_1 = 2,80 \text{ t}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_0 + R_1 = 1,41 \times 3,2 \rightarrow R_0 = 1,70 \text{ t}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow 3,06 \times \frac{1,6^2}{2} + 1,73 = R_1 \times 1,6 \rightarrow R_1 = 3,53 \text{ t}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_2 + R_1 = 3,06 \times 1,6 + 2,07 \rightarrow R_0 = 3,44 \text{ t}$$

✓ **Effort tranchant**

$$T=0 \rightarrow 1,70 - 1,41x = 0$$

$$x = 1,20 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1,70(1,20) - \frac{1,41 \times 1,20^2}{2} = 1,02 \text{ t.m}$$

$$1,37 - 3,06x = 0$$

$$x = 0,45 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1,37(0,45) - \frac{3,06 \times 0,45^2}{2} = 0,31 \text{ t.m}$$

❖ **Ferrailage :**

➤ **L'ELU:**

En travée :

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,45 \times 10^{-2}}{14,2 \cdot 1 \cdot 0,13^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,061)})}{0,8} = 0,078$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13(1 - 0,4 \cdot (0,078)) = 0,126 \text{ m} = 12,6 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1,45 \times 10^5}{12,6 \cdot 3480} = 4,32 \text{ cm}^2$$

Don on adopte : 7HA12 = 7,92 cm²

Avec un espacement : e = 15 cm

En appui :

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,42 \times 10^{-2}}{14,2 \cdot 1 \cdot 0,13^2} = 0,101$$

$$\mu = 0,101 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,101)})}{0,8} = 0,133$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13(1 - 0,4 \cdot (0,133)) = 0,123 \text{ m} = 12,3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2,42 \times 10^5}{12,3 \cdot 3480} = 5,66 \text{ cm}^2$$

Don on adopte : 7HA12 = 7,92 cm²

Avec un espacement : e = 15 cm

➤ **Vérification a L'ELS :**

En travée :

$$M_s = 1,02 \text{ t.m} ; A_s = 7,92 \text{ cm}^2$$

✓ **Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \cdot 7,92 \cdot 37 + 118,8x = 0$$

$$50x^2 + 118,8x - 1544,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 568,33 \Rightarrow x = 4,50 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(100 \cdot (4,50)^3)}{3} + 15 \cdot 7,92 (13 - 4,5)^2 = 11620,8 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{1,02 \times 10^5 \times 4,5}{11620,8} = 39,5 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 39,50 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \times 1,02 \times 10^5 \times (13 - 4,50))}{11620,8} = 1119,10 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1119,1 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

En appui :

$$M_s = 1,73 \text{ t.m} ; A_s = 7,92 \text{ cm}^2$$

✓ **Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \cdot 7,92 \cdot 37 + 118,8x = 0$$

$$50x^2 + 118,8x - 1544,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=568,33 \Rightarrow x=4,50\text{cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{(100 \cdot (4,50)^3)}{3} + 15 \cdot 7,92 (13-4,5)^2 = 11620,8 \text{cm}^4$$

✓ Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{1,73 \times 10^5 \times 4,5}{11620,8} = 67,0 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 67,0 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 1,73 \times 10^5 \times (13-4,5))}{11620,8} = 1394,43 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1898,81 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u = 4.80 \text{t} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{4.8 \times 10^3}{30 \times 37} = 4.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 0.432 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la flèche :

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.109 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{ vérifier}$$

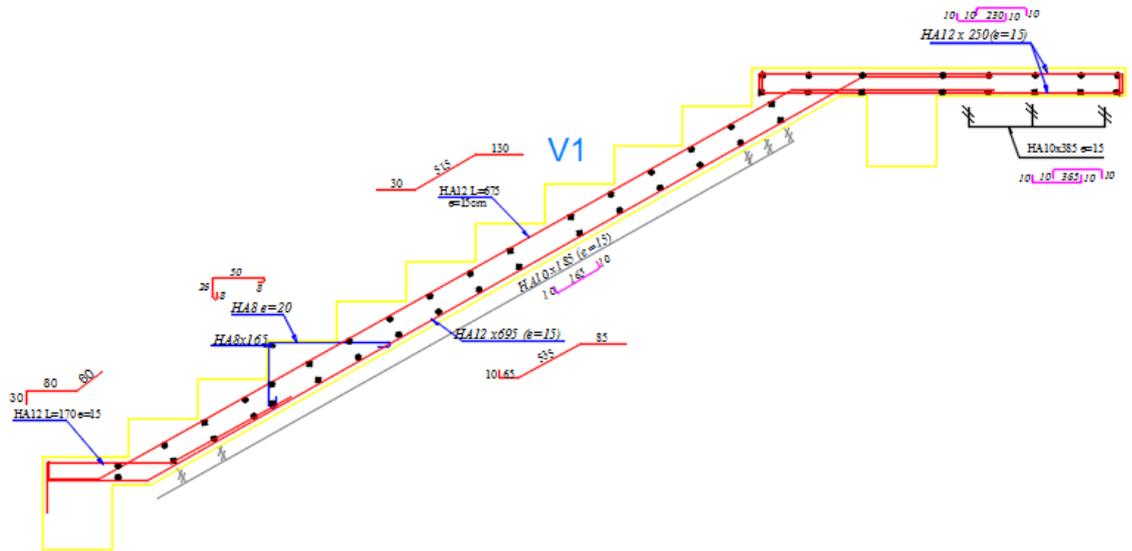
$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \rightarrow 0.109 \geq 0.053 \dots \dots \dots \text{ vérifier}$$

$$- \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.00416 \geq 0.011 \dots \dots \dots \text{ vérifier}$$

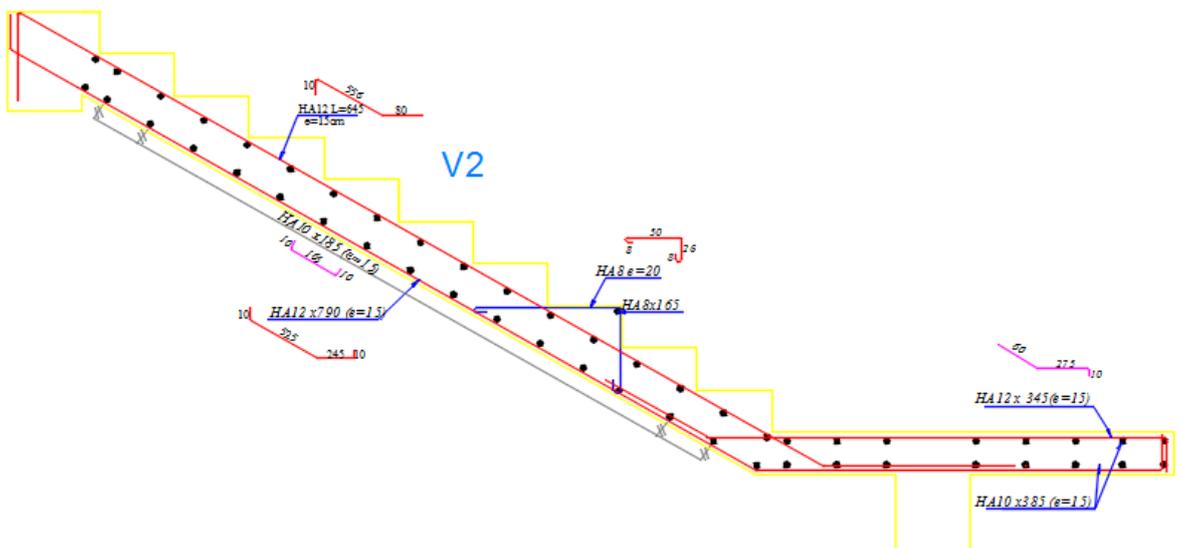
Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

 schéma de ferrailage :

Volée 1 :



Volée 2 :



La poutre palière

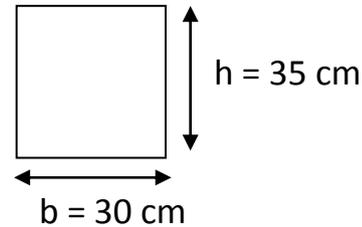
➤ **Poutre 1 :**

Pré dimensionnement :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$\Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \Rightarrow \boxed{h = 35\text{cm}}$$

Donc : $0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 9 \leq b \leq 12$ On adopte $b = 30\text{cm}$



➤ **Vérification RPA99 version 2003 :**

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

2- $h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow 35\text{ cm} > 20\text{ cm}$ **condition vérifiée.**

3- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4$ **condition vérifiée**

donc la section de la poutre palière est : $(b \cdot h) = (30 \cdot 35)\text{ cm}^2$

➤ **Combinaisons des charges :**

✓ **ELU :**

$$q_u = \frac{8,83}{3,2} = 2,76\text{ t/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = \frac{5,23}{3,2} = 1,63\text{ t/ml}$$

✓ **ELU :**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,76 \times 3,2^2}{8} = 3,53\text{ t.m}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 2,83\text{ t.m}$$

$$M_a = -0,4 M_0 = -1,41\text{ t.m}$$

✓ **ELS :**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,63 \times 3,2^2}{8} = 2,09\text{ t.m}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 1,67 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0,4M_0 = -0,83 \text{ t.m}$$

❖ **Ferraillage :**

A- l'ELU :

En travée :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,83 \times 10^5}{142 \cdot 30 \cdot 33^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.061)})}{0.8} = 0,078$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \cdot (0.078)) = 32,0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2,83 \times 10^5}{32 \cdot 3480} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Don on adopte : 3HA14 = 4,62 cm²

En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,41 \times 10^{-2}}{142 \cdot 30 \cdot 33^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.034)})}{0.8} = 0,039$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \cdot (0.039)) = 32,5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1,41 \times 10^5}{32,5 \cdot 3480} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Don on adopte : 3HA14 = 4,62 cm²

➤ **Vérification a L'ELS :**

En travée:

$$M_s = 1,67 \text{ t.m} ; A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

✓ **Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4,62 \cdot 33 + 69,3x = 0$$

$$50x^2 + 69,3x - 2286,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 382,73 \Rightarrow x = 10,25 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(30 \cdot (10,25)^3)}{3} + 15 \cdot 4,62 (33 - 10,25)^2 = 46636 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{1,67 \times 10^5 \times 10,25}{46636} = 62,2 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 62,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \times 1,67 \times 10^5 \times (33 - 10,25))}{46636} = 1221,99 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1221,99 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

En appui :

$M_s = 0,83 \text{ t.m} ; A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

✓ **Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4,62 \cdot 33 + 69,3x = 0$$

$$50x^2 + 69,3x - 2286,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=382,73 \Rightarrow x=10,25 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{(30 \cdot (10,25)^3)}{3} + 15 \cdot 4,62 (33-10,25)^2 = 46636 \text{ cm}^4$$

✓ Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{0,83 \cdot 10^5 \cdot 10,25}{46636} = 18,24 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 18,24 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \cdot 0,83 \cdot 10^5 \cdot (33-10,25))}{46636} = 607,34 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 607,34 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{4,42 \cdot 10^3}{30 \cdot 33} = 4,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

➤ Poutre 2 :

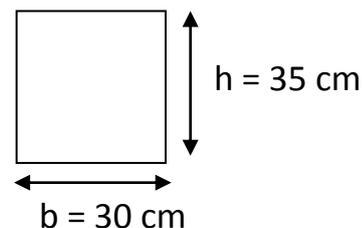
✓ Pré dimensionnement :

$$\frac{L \text{ max}}{15} \leq h \leq \frac{L \text{ max}}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$\Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \Rightarrow \boxed{h = 35 \text{ cm}}$$

Donc : $0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 9 \leq b \leq 12$

On adopte $b = 30 \text{ cm}$



✓ **Vérification RPA99 version2003 :**

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

2- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **condition vérifiée.**

3- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots$ **condition vérifiée**

donc la section de la poutre paliere est : $(b \cdot h) = (30 \cdot 35) \text{ cm}^2$

✓ **Combinaisons des charges :**

ELU :

$$q_u = \frac{4,71}{3,2} = 1,47 \text{ t/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3,44}{3,2} = 1,08 \text{ t/ml}$$

ELU :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,47 \times 3,2^2}{8} = 1,88 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 1,51 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0,4 M_0 = -0,72 \text{ t.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,08 \times 3,2^2}{8} = 1,38 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 1,11 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0,4 M_0 = -0,55 \text{ t.m}$$

❖ **Ferraillage :**

➤ **l'ELU :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,51 \times 10^5}{142 \cdot 30 \cdot 33^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1-\sqrt{(1-2\mu)})}{0.8} = \frac{(1-\sqrt{(1-2(0.033))})}{0.8} = 0,041$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=33(1-0.4*(0,041))= 32,4\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z*\sigma_s} = \frac{1,51 \times 10^5}{32,4 * 3480} = 1,34 \text{cm}^2$$

Don on adopte : 3HA14 = 4,62 cm²

En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{0,72 \times 10^{-2}}{142 * 30 * 33^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1-\sqrt{(1-2\mu)})}{0.8} = \frac{(1-\sqrt{(1-2(0.016))})}{0.8} = 0,020$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=33(1-0.4*(0,020))= 32,7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z*\sigma_s} = \frac{0,72 \times 10^5}{32,7 * 3480} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Don on adopte : 3HA14 = 4,62 cm²

➤ **Vérification a L'ELS :**

En travée:

$$M_s = 1,11 \text{t.m} ; A_s = 4,62 \text{cm}^2$$

✓ **Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b*x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b*x^2}{2} - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$15x^2 - 15 * 4,62 * 33 + 69,3x = 0$$

$$50x^2 + 69,3x - 2286,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 382,73 \Rightarrow x = 10,25 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{(30 \cdot (10,25)^3)}{3} + 15 \cdot 4,62 (33-10,25)^2 = 46636 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{1,11 \times 10^5 \times 10,25}{46636} = 24,39 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 24,39 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 1,11 \times 10^5 \times (33-10,25))}{46636} = 812,22 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 812,22 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$ → vérifier

En appui :

$$M_s = -0,55 \text{ t.m} ; A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

✓ **Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4,62 \cdot 33 + 69,3x = 0$$

$$50x^2 + 69,3x - 2286,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 382,73 \Rightarrow x = 10,25 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{(30 \cdot (10,25)^3)}{3} + 15 \cdot 4,62 (33-10,25)^2 = 46636 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification des contraintes :**

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{0,55 \times 10^5 \times 10,25}{46636} = 12,09 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 15,39 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 0,55 \times 10^5 \times (33-10,25))}{46636} = 402,45 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 402,45 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{4,42 \times 10^3}{30 \times 33} = 4,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$

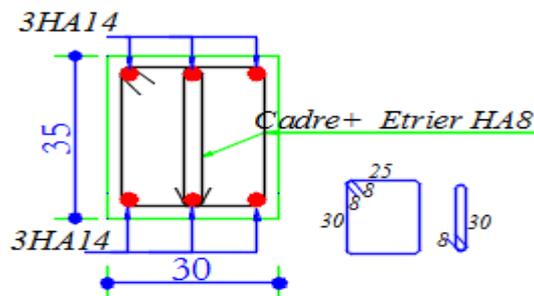
$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

✚ **schéma de ferrailage :**

Poutre palier (30x35)



COUPE 1-1



Etude sismique

7 -1- Introduction générale du séisme :

Le séisme ou tremblement de terre, résulte 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 matériels 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.

7 -2- L'objectif de cette étude sismique :

Conformément au règlement parasismique Algérien(RPA) version1999-2003 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 dela zone d'implantation.
2. Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dues 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 a 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.

7-3- Les méthodes de calculs :

On peut calculer les forces sismiques en utilisant les trois méthodes suivantes :

1-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
- b- Et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zone III.
- c- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteurs énoncées en 1, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : tous les groupes
- Zone II :
 - Groupe d'usage 3 :
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - 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 la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

1-1-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 projecteur. 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 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.

1-2- 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 (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.

1-3- 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.

1-4- 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.

1-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.

2-Modélisation :

- ❖ 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, encasté 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, encasté 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 encastés 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.

3- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par ce :

Tableau :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

4-Nombre de modes à considérer :

- ❖ Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 : $K \geq 3 N$ et $T_K \leq 0.20 \text{sec}$, ou : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

5-Combinaison des réponses modales :

- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ζ_i , ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ avec ($T_i \leq T_j$) vérifie que :

$$r = \leq 10 / \{ (10 + \sqrt{(\zeta_i * \zeta_j)}) \}.$$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres , la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de mode retenus.

- Dans le cas où des réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

1-6 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 $0.8V/V_t$.

1-7 Effet 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 la 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 théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (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.

1-8-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 de renversement 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 $F_v=0,5W_p$ doit être prise en considération.

W_p : poids propre de l'élément en porte à faux.

A : coefficient sismique de zone.

❖ Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement ;

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

1-9-calcul de la force sismique totale V :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

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	zone			
	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 moyen qui dépend le site, du facteur de correction d'amortissement η et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Ou $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissage(quant $\zeta=5\%$, on a $\eta=1$).

Valeurs de $\zeta(\%)$:

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Et T est la période fondamentale estimée par :

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

Avec h_n la hauteur de la structure a la base jusqu'au dernier niveau N et C_t coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage, donnée par le tableau ci-dessous :

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans le cas n°3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$$

Ou D :est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Avec T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Ses valeurs sont :

$T_2(\text{sec})$	0,30	0,40	0,50	0,70
-------------------	------	------	------	------

Q : le facteur de qualité qui dépend de la redondance et géométrie de l'élément de la structure ; la régularité en plan et élévation ; et enfin la qualité du contrôle de la construction.il est donné par :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

Ou Pq est la pénalité. Voir ce tableau ci-dessous pour les valeurs de pénalité.

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

R est le coefficient de comportement global de la structure fonction du système de contreventement et leur catégorie, dont les valeurs sont :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	

W : est le poids total de la structure et est déterminé par :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_i : le poids d'un niveau d'étage i donné
- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes

éventuels, solidaires de la structure

- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Application pour détermination de l'action sismique a la base :

- la période caractéristique, associée à la catégorie du site
 $T_2 = 0,30 \text{ sec}$; $T_1 = 0,15 \text{ sec}$, pour site S_1
- le coefficient de comportement : $R = 5 \Rightarrow \text{RPA (page 41)}$
- le facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1 + 0,1 = 1,1$
- le coefficient d'accélération $A = 0,15$ (groupe 2, IIa)
- le poids total de la structure $W = 1500,51 \text{ t}$ (par logiciel)
- le facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0,7$
 $\Rightarrow \zeta = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882$
- la période fondamentale :
 $T = \min (C_t h_n^{3/4} ; 0,09 h_n / \sqrt{D})$
 h_n : la hauteur de la structure = 17,6 m
 $C_t = 0,05$
✓ dans le sens longitudinal de la structure
 $D_x = 25,33 \text{ m}$; $h_n = 17,6 \text{ m}$; $C_t = 0,05$
 $\Rightarrow T = \min (0,43 ; 0,31) \Rightarrow T = 0,31 \text{ sec}$

$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec}$ donc le facteur d'amplification $D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

$$D_x = 2,16$$

✓ dans le sens transversal de la structure

$D_y = 10,77 \text{ m}$; $h_n = 17,6 \text{ m}$; $C_t = 0,05$

$\Rightarrow T = \min (0,43 ; 0,48) \Rightarrow T = 0,43 \text{ sec}$

$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec}$ donc le facteur d'amplification $D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

$$D_y = 1,73$$

➤ calcul de l'effort sismique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \times 2,16 \times 1,3}{5} \times 1549,728 = 130,55$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,73 \times 1,3}{5} \times 1549,728 = 104,56$$

1-10-Etude 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 surfacique (panneaux). Les calculs peuvent être effectués en analyses linéaires ou non linéaires, statique ou dynamique.

❖ Effort dynamique sens X :

EX	FX(T)	FY(T)	FZ(T)	MX(Tm)	MY(Tm)	MZ(Tm)
Somme totale	-106,23	18,67	27,07	-14,82	-58,63	-91,71
Somme réactions	-105,95	17,43	-0,07	-205,51	-1237,72	883,72
Somme efforts	108,6	-17,83	0,03	211,08	1276,36	-907,53
Vérification	2,65	-0,4	-0,04	5,56	38,63	-23,81
Précision	9,75E+00	2,86E-01				

❖ Effort dynamique sens Y :

EY	FX(T)	FY(T)	FZ(T)	MX(Tm)	MY(Tm)	MZ(Tm)
Somme totale	-16,33	-114,62	-2,88	74,36	-8,03	17,45
Somme réactions	-17,39	-113,28	0,58	1734,13	-204,96	-1287,88
Somme effort	17,8	115,75	-0,26	-1374,5	210,69	1319,86
Vérification	0,41	2,47	0,32	-34,33	5,73	31,98
Précision	9,75E+00	2,86E-01				

❖ Résultat dynamiques extrêmes :

	Fréq (HZ)	Pér (sec)	mas cum UX(%)	mas cum UY(%)	mas cum UZ(%)	mas mod UX(%)	mas mod UY(%)	mas mod UZ(%)	tot mas UX(kg)	tot mas UY(kg)	tot mas UZ(kg)
MAX	30,27	0,42	98,13	97,48	2,55	70,77	71,45	2,50	1440224,40	1378097,86	349454,41
cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
mode	15	1	15	15	15	1	2	15	1	1	1
MIN	2,41	0,03	70,77	1,86	0	0	0	0	1440224,40	1378097,86	349454,41
cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
mode	1	15	1	1	1	15	12	6	1	1	1

❖ **Les déplacements dans le sens X (voir Ux) :**

	UX(cm)	UY(cm)	UZ(cm)	RX(rad)	RY(rad)	RZ(rad)
MAX	3,5	2,8	0,4	0,006	0,005	0
Nœud	220	2630	1543	388	979	3884
cas	17(C) (CQC)	19(C) (CQC)	5	18(C) (CQC)	18(C) (CQC)	17(C) (CQC)
mode			CQC			
MIN	-3,5	-2,9	-0,5	-0,005	-0,005	-0,001
Nœud	220	2630	3794	388	979	3884
cas	18(C) (CQC)	20(C) (CQC)	18(C) (CQC)	17(C) (CQC)	17(C) (CQC)	18(C) (CQC)
mode						

❖ **Vérification du joint de dilatation :**

D'après les résultats obtenus, le déplacement maximum des deux blocs vu la symétrie de l'ouvrage aura une valeur égale à : $(3,5 \times 2) + 1,5 = 8,5 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$

La condition recommandée par le (RPA99)

$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$ est bien vérifiée.

❖ **Les déplacements dans le sens Y (voir Uy) :**

	UX(cm)	UY(cm)	UZ(cm)	RX(rad)	RY(rad)	RZ(rad)
MAX	3,5	2,8	0,4	0,006	0,005	0
Nœud	220	2630	1543	388	979	3884
cas	17(C) (CQC)	19(C) (CQC)	5	18(C) (CQC)	18(C) (CQC)	17(C) (CQC)
mode			CQC			
MIN	-3,5	-2,9	-0,5	-0,005	-0,005	-0,001
Nœud	220	2630	3794	388	979	3884
cas	18(C) (CQC)	20(C) (CQC)	18(C) (CQC)	17(C) (CQC)	17(C) (CQC)	18(C) (CQC)
mode						

1-11- vérification des forces sismiques entre les deux méthodes :

D'après le RPA, les résultats 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 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 : $V_x \text{ dynamique} = 108,60 \text{ t} > V_x \text{ statique} = 0,8 \cdot 130,55 = 104,44 \text{ t} \dots \text{CV}$
- Sens Y : $V_y \text{ dynamique} = 115,75 \text{ t} > V_y \text{ statique} = 0,8 \cdot 104,56 = 83,20 \text{ t} \dots \text{CV}$

❖ **Vérifications des déplacements latéraux inter étages :**

c'est une vérification préconisée par RPA99-2003 .

Les déplacements horizontaux (X et Y) relatifs du niveau K par rapport au niveau K-1 doivent être inférieurs ou égaux au déplacement ($H_e/100$) admissible.

La vérification se fait sous les combinaisons **G+Q+Ex** et **G+Q+Ey**

Le tableau ci-dessous donne les résultats de ces déplacements par niveau générés par le logiciel robot sous ces deux combinaisons.

Le déplacement relatif admissible est donné par : $H_e/100$.

Où H_e : hauteur étage (niveau) donnée .

G+Q+Ex

étage	$U_x(\text{cm})$	$dU_x(\text{cm})$	$H/100(\text{cm})$	
1	0,4	0,4	3,4	OK!
2	1,2	0,8	3,4	OK!
3	2	0,8	3,4	OK!
4	2,7	0,7	3,4	OK!
5	3,5	0,8	3,4	OK!

G+Q+Ey

étage	$U_y(\text{cm})$	$dU_y(\text{cm})$	$H/100(\text{cm})$	
1	0,3	0,3	3,4	OK!
2	0,9	0,6	3,4	OK!
3	1,5	0,6	3,4	OK!
4	2,2	0,7	3,4	OK!
5	2,8	0,6	3,4	OK!

-Etude des portiques

8-1/Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections seront mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

8-2/Ferraillages des Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. 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.

Prescriptions données par RPA99/2003 :

✓ 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 40Φ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux , sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

✓ Armature transversales :

- La quantité des armatures transversales est de $A_t=0.003S\times B$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4 ; 12\Phi$ »
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S \leq h/2$ »

➤ **Poutre longitudinale :**

Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de RPA99/version2003

❖ **Ferrailage des poutres principales (30*40)**

A-en travée :

A L'ELU :

$$M_u = 3.60 \text{ t.m} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.6 \times 10^5}{142 \times 30 \times 37^2} = 0,0617$$

$$\mu = 0,0617 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.0617)})}{0.8} = 0.079$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 37(1 - 0.4 \cdot (0.079)) = 35.83 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{3.6 \times 10^5}{35.83 \cdot 3480} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA14=4.62cm²

***/Condition de non Fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{tj} / f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2.1 / 400) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 2.64 \text{ t.m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4.62 \cdot 37 + 69.3x = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2564.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.31 \Rightarrow x = 10.96 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15A_s (d-x)^2 = \frac{(30 \cdot (10.96)^3)}{3} + 15 \cdot 4.62 (37 - 10.96)^2 = 60156.37 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{2.64 \times 10^5 \times 10.96}{60156.37} = 48.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 48.64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 2.64 \times 10^5 \times (37 - 10.96))}{60156.37} = 1714.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1714.14 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

B- En appui :

A L'ELU :

$$M_u = -5.11 \text{ m} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.11 \times 10^5}{142 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 \leq \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{(1 - 2(0.087))})}{0.8} = 0.113$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37(1 - 0.4 \cdot (0.113)) = 35.32 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5.11 \times 10^5}{35.32 \cdot 3480} = 4.15 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA14= 4.62

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 2.47 \text{ t.m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4.62 \cdot 37 + 69.3x = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2564.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.31 \Rightarrow x = 10.96 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(30 \cdot (10.96)^3)}{3} + 15 \cdot 4.62 (37 - 10.96)^2 = 60156.37 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{2.47 \times 10^5 \times 10.96}{60156.37} = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérfiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 2.47 \times 10^5 \cdot (37 - 10.96))}{60156.37} = 1603.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1603.79 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u = 4.80 \text{ t} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{4.8 \times 10^3}{30 \times 37} = 4.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 0.432 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.109 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow 0.109 \geq 0.053 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$- \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.00416 \geq 0.011 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Pourcentage exigé par RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

Vérification de St :

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (33.3 ; 40\text{cm})$$

$$St \leq 33.3\text{cm} \rightarrow St = 30\text{cm}$$

Vérification selon RPA :

Zone nodal :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 30\text{cm} \right)$$

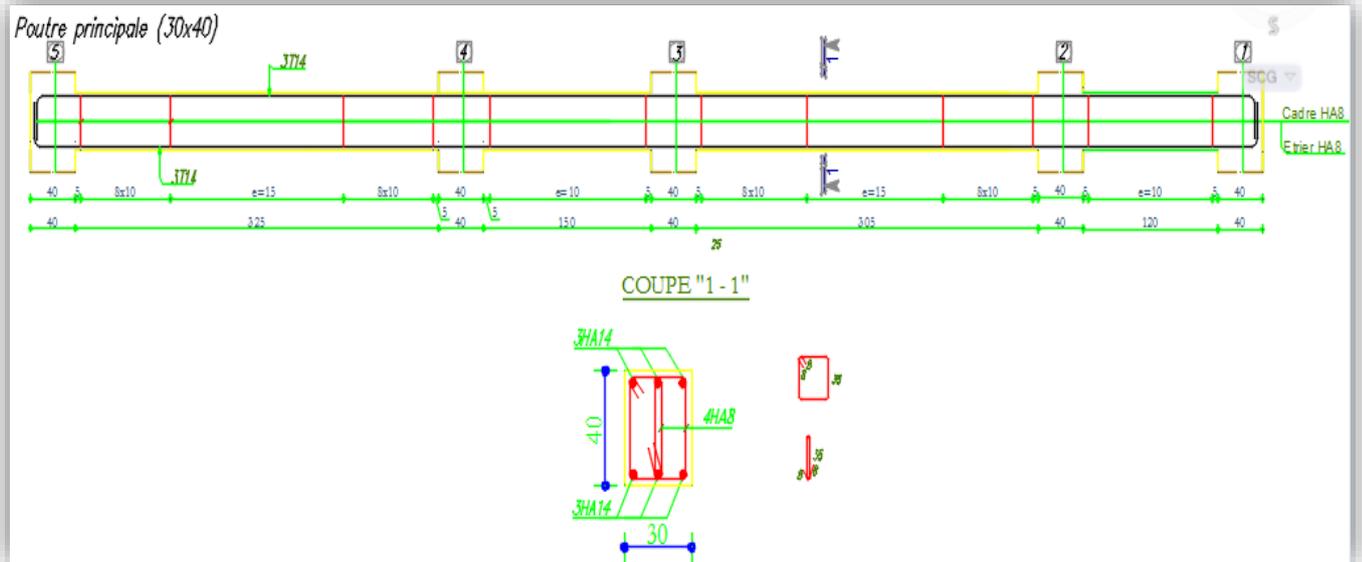
$$St \leq 10\text{cm} \rightarrow St = 10\text{cm}$$

Zone courant :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

Schéma de ferrailage :



❖ Ferrailage des poutres secondaire (30*35)

A-en travée :

AL'ELU :

$M_u = 1.46 \text{ t.m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$; $\sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.6 \times 10^5}{142 \times 30 \times 32^2} = 0,033$$

$\mu = 0,033 < \mu_R = 0,392$ ($A_s' = 0$)

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.033)})}{0.8} = 0.05$$

$Z = d(1 - 4\alpha) = 32(1 - 0.4 \cdot (0.05)) = 31.36 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1.46 \times 10^5}{31.36 \cdot 3480} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA14=4.62cm²

***/Condition de non Fragilité:**

$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{tj} / f_e) = 0.23 \times 30 \times 32 \times (2.1 / 400) = 1.16 \text{ cm}^2$

$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$ vérifier

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 1.06 \text{ t.m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4.62 \cdot 32 + 69.3x = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2217.6 = 0$$

$\sqrt{\Delta} = 371.30 \Rightarrow x = 10.06 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(30 \cdot (10.06)^3)}{3} + 15 \cdot 4.62 (32 - 10.06)^2 = 43539.57 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{1.06 \cdot 10^5 \cdot 10.06}{43539.57} = 24.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 24.49 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 1.06 \cdot 10^5 \cdot (32 - 10.06))}{43539.57} = 801.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 801.22 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

B- En appui :**A L'ELU :**

$$M_u = -2.22 \text{ m} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.22 \cdot 10^5}{142 \cdot 30 \cdot 32^2} = 0.051$$

$$\mu = 0,051 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.051)})}{0.8} = 0.065$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37(1 - 0.4 * (0.065)) = 31.17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = \frac{2.22 \times 10^5}{31.17 * 3480} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA14= 4.62 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * (f_{ij} / f_e) = 0.23 * 30 * 32 * (2.1 / 400) = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 1.62 \text{ t.m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 * 4.62 * 32 + 69.3x = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2217.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 371.29 \Rightarrow x = 10.06 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b * x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(30 * (10.06)^3)}{3} + 15 * 4.62 (32 - 10.96)^2 = 38525.14 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s * x)}{I} = \frac{1.62 * 10^5 * 10.06}{38525.14} = 42.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 42.30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \times M_s \times (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 1.62 \times 10^5 \times (32 - 10.06))}{38525.14} = 1383.88 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1383.88 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u = 2.60t$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{2.6 \times 10^3}{30 \times 32} = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.093 \geq 0.0625 \dots\dots\dots$ vérifier
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M_0} \rightarrow 0.093 \geq 0.062 \dots\dots\dots$ vérifier
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0048 \geq 0.011 \dots\dots\dots$ vérifier

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Pourcentage exigé par RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 801 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Vérification de St :

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(27 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 27 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Vérification selon RPA :

Zone nodal :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30\text{cm} \right)$$

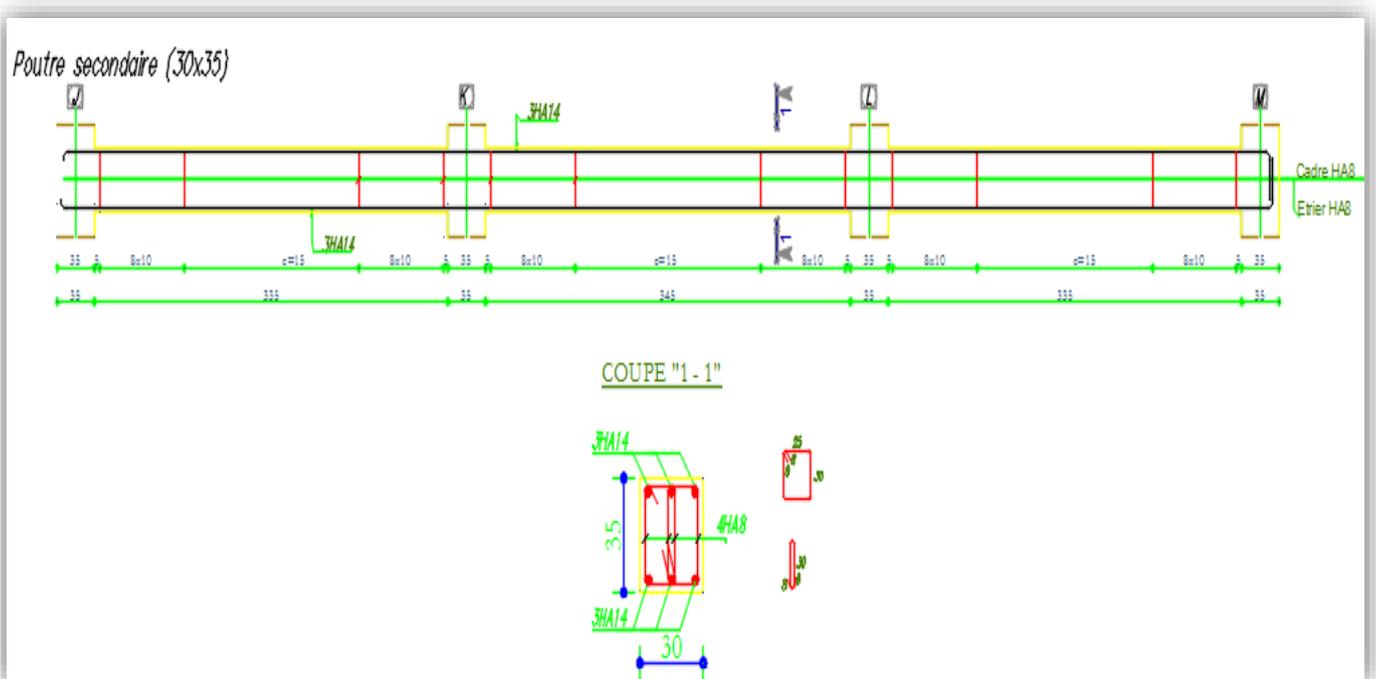
$$St \leq 8.75 \text{ cm} \rightarrow St = 8\text{cm}$$

Zone courant :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

Schéma de ferrailage :



Les poteaux

Les poteaux sont des éléments rigides verticaux qui transmettent à l'infrastructure. Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée puis ferrillés conformément aux règles en vigueur pour les permettre de résister aux effets de l'action des charges qui leur sont appliquées.

Ferraillage des poteaux :**A) Ferraillage du poteau (35×40)****1) ELU**

$$M_u = 2,48 \text{ t.m} ; N_u = 74,85 \text{ tf} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; L = 3,40 \text{ m}$$

$$T_u = 2,32 \text{ t} ; d = 37 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; f_{bc} = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_c = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

✓ Calcul de l'excentricité e_0

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,48}{74,85} = 0,033 \text{ m} = 3,3 \text{ cm}$$

$$e_0 \leq \frac{h}{2} - 3 \Rightarrow e_0 \leq 17 \text{ cm} \Rightarrow 3,3 \text{ cm} \leq 17 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie

$$I_{\text{poutre}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 186666,66 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poutre}} < I_{\text{poteau}}$$

$$L_f = l_0 \Rightarrow L_f = L - 0,4 = 3 \text{ m}$$

✓ La flexion composée :

$$M_u = N_u \times e_0 = 74,85 \times 0,033 = 2,48 \text{ t.m}$$

-la section est-elle entièrement ou partiellement comprimée ??

$$N_u (d - c) - M_1 < (0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_1 = 2,48 + 74,85 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right)$$

$$M_1 = 15,20 \text{ t.m}$$

$$Nu(d-c) - M_1 = 74,85(0,37 - 0,03) - 15,20 = 13,25 \text{ t.m}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} = (0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,4}) \times 0,35 \times 0,4^2 \times 1420 = 21,96 \text{ tf.m}$$

$$\mathbf{13,25 \text{ t.m} < 21,96 \text{ t.m}}$$

⇒ la section est partiellement comprimé

Calcul de la section rectangulaire en flexion simple :

sous $M_1 = 15,20 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15,20 \times 10^5}{142 \times 35 \times 37^2} = 0,223$$

$$\mu = 0,223 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,223)})}{0,8} = 0,32$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37(1 - 0,4 \times 0,32) = 32,26 \text{ cm}$$

$$\mathbf{A_s = \frac{M_1}{z \cdot \sigma_s} = \frac{15,20 \times 10^5}{31,17 \times 3480} = 13,54 \text{ cm}^2}$$

Armature en flexion composée :

$$A_{sfc} = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 13,54 - \frac{74,85 \times 10^3}{3480} = -7,96 \text{ cm}^2$$

Remarque : la section d'acier calculé est négative. Cela signifie que l'équilibre (M,N) est assuré par le béton seul. Cette section d'acier étant inférieure au pourcentage min de RPA

✓ **Armature minimal selon RPA :**

$$A_{min} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2 \text{ cm}^2$$

2) **ELA**

$$M_{eal} = 2,97 \text{ t.m} ; N_{max} = 102,97 \text{ tf} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; L = 3,40 \text{ m}$$

$$T_u = 6,33 \text{ t} ; d = 37 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; f_{bc} = 185 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_c = 4000 \text{ kgf/cm}^2$$

✓ **Calcul de l'excentricité e_0**

$$e_0 = \frac{M_{eal}}{N_{eal}} = \frac{2.97}{102.97} = 0,028m = 2,8 \text{ cm}$$

$$e_0 \leq \frac{h}{2} - 3 \Rightarrow e_0 \leq 17 \text{ cm} \Rightarrow 2,8 \text{ cm} \leq 17 \text{ cm}$$

$$L_f = l_0 \Rightarrow L_f = L - 0.4 = 3 \text{ m}$$

✓ **La flexion composée :**

$$M = N_{eal} \times e_0 = 102,97 \times 0.028 = 2.88 \text{ t.m}$$

-la section est-elle entièrement ou partiellement comprimée ??

$$N_u (d - c) - M_1 < (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M + N_u (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow M_1 = 2.88 + 102.97 (\frac{0.4}{2} - 0.03)$$

$$M_1 = 20,38 \text{ t.m}$$

$$N_u (d - c) - M_1 = 102.97 (0.37 - 0.03) - 20,38 = 14.63 \text{ t.m}$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}) \times 0.35 \times 0.4^2 \times 1420 = 21.96 \text{ tf.m}$$

14,63.m < 21,96t.m
⇒ la section est partiellement comprimé

Calcul de la section rectangulaire en flexion simple :

sous $M_1 = 20,38 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{20,38 \times 10^5}{185 \times 35 \times 37^2} = 0,229$$

$$\mu = 0,229 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.229)})}{0.8} = 0,329$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37(1 - 0.4 \times 0.329) = 32,13 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot \sigma_s} = \frac{20,38 \times 10^5}{32,13 \times 3480} = 15.56 \text{ cm}^2$$

Armature en flexion composée :

$$A_{s\text{fc}} = A_s - \frac{Nu}{\sigma_s} = 15,56 - \frac{102,97 \times 10^3}{4000} = -10,18 \text{ cm}^2$$

Remarque : la section d'acier calculé est négative. Cela signifie que l'équilibre (M,N) est assuré par le béton seul. Cette section d'acier étant inférieur au pourcentage min de RPA

✓ **Armature minimal selon RPA :**

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA14 = 12,32 cm²

3) – Vérification à l'ELS

$$M_s = 1,78 \text{ t.m} ; N_s = 54,64 \text{ t} ; A_s = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,78}{54,64} = 0,032 \text{ m} = 3,2 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 6,66 \text{ cm}$$

Section homogène :

$$B = b \times h + \eta \times (A_1 + A_2) = 35 \times 40 + 15 \times (12,06) = 1580,9 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(N_s)}{B} = \frac{54,64 \times 10^3}{1580,9} = 34,56 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 34,56 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15N_s)}{I} = \frac{(15 \times 54,64 \times 10^3)}{1580,9} = 516,73 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 516,73 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u = 1,69 \text{ t} ; b = 35 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.69 \times 10^3}{35 \times 37} = 1,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 0,131 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pourcentage maximal des armatures selon RPA :

Zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

Armature transversal :

$$\Phi > \min\left(\frac{h}{35}; \Phi; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi > \min\left(\frac{40}{35}; \Phi; \frac{35}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \Phi > \min(1,33; 1,4; 3,5)$$

$$\Rightarrow \Phi > 1,33 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

Zone Nodale :

$$T \leq \min(10\Phi; 15 \text{ cm}) \Rightarrow T \leq 14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow T = 10 \text{ cm}$$

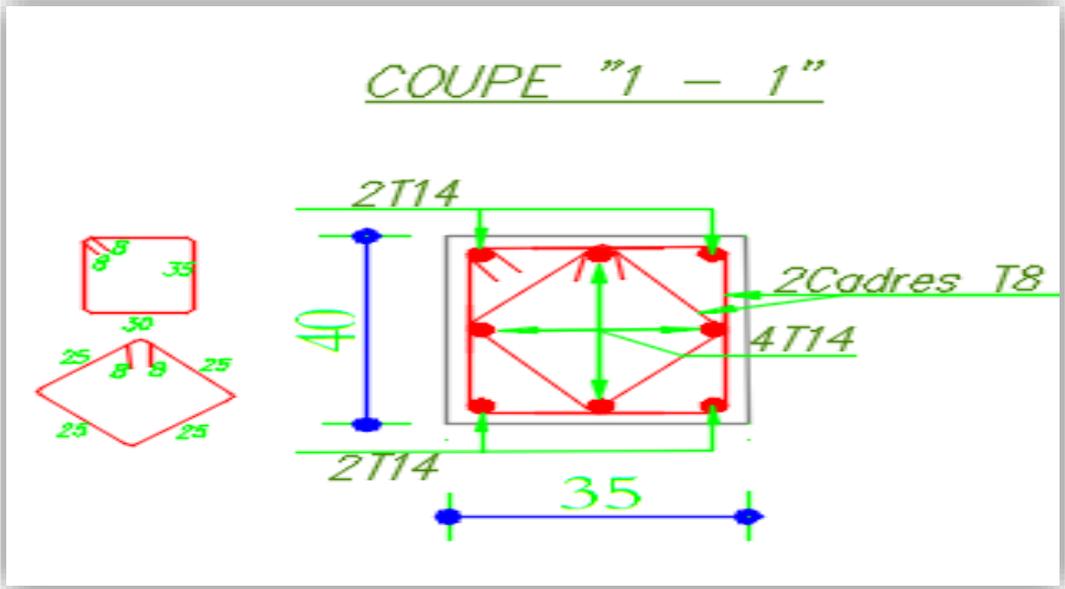
Zone courante :

$$T \leq \min(15\Phi) \Rightarrow T \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow T = 20 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \Phi = 40 \times 1.4 \Rightarrow L = 56 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :



-Les voiles

9-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

9-2-Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

❖ On distingue 3 cas :

➤ 1er cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15 \cdot a \cdot L$

➤ 2eme cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a \cdot L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

➤ 3eme cas:

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

❖ Ferraillage Vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, En tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris 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. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l=10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferraillage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en terme de moment).
4. Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15% ;
 - En zone courante égale à : 0,10% ;

❖ Ferraillage Horizontal:

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10Φ .

Règles Communes:

1/L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

- $St \leq 1,5 a$
- $St \leq 30 \text{ cm}$

Avec a: l'épaisseur de voile.

2/Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingle au m², dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

3/Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

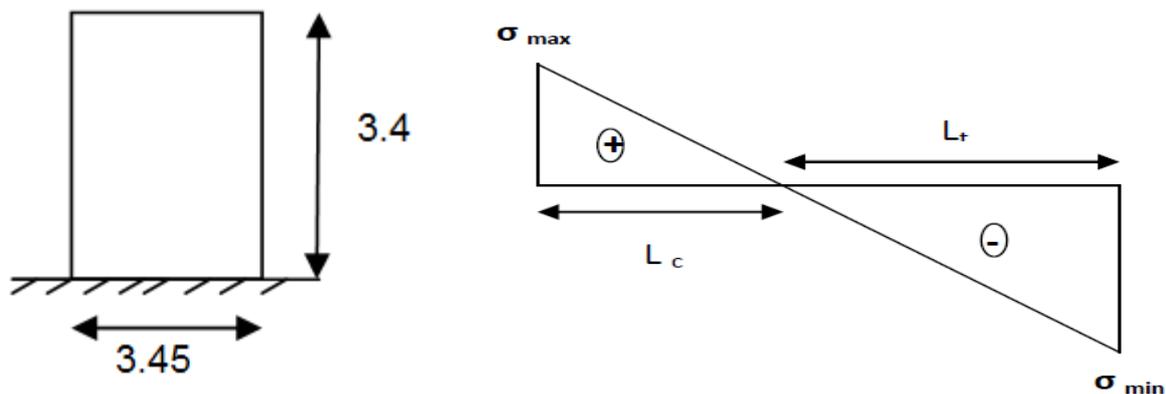
4/Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ**: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20Φ**: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges

Remarque:

- Le ferrailage se fera sur une bande verticale
- De largeur $d \leq \min (h_e/2; 2L'/3)$
- L' : étant la longueur de la zone comprimée.
- H_e : hauteur libre de niveau.
-

✓ **Voile Plein (L = 3,45 m ; H = 3,40m):**



1/ Armatures Verticales:

ELA: 0,8G + Ey:

$$\left\{ \begin{array}{l} - N = -73,30 \text{ t} \\ - M = 101,16 \text{ t.m} \\ - T = 44.5 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

$$S = b \times h = 0,15 \times 3,45 = 0,5175 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S = 0,5175 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,15 \times 3,45^3}{12} = 0,5133 \text{ m}^4 \quad \Rightarrow I = 0,5133 \text{ m}^4$$

$$Y = \frac{l}{2} = \frac{3,45}{2} = 1,725 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-73,30}{0,5175} + \frac{101,16}{0,5133} \times 1,725 = 198,32 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-73,30}{0,5175} - \frac{101,16}{0,5133} \times 1,725 = -481,6 \text{ t/m}^2$$

➤ **Donc : la section est partiellement comprimée**

Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max} \times l}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} = \frac{198,32 \times 3,45}{198,32 + 481,6} = 1 \text{ m} \quad \Rightarrow L_c = 1 \text{ m}$$

Longueur tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,45 - 1 = 2,45 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min \left(\frac{3,4}{2}; \frac{2 \times 1}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min (0,67 \text{ m})$$

soit $d = 0,5 \text{ m}$

$$F = \frac{\sigma_{\min}}{2} \times e = \frac{481,6}{2} \times 0,15 = 36,12 \text{ t}$$

$$\text{Zone nodal : } \frac{L}{10} = 0,35 \text{ m}$$

Longueur partielle de la zone courante : $1 - 0,35 = 0,65 \text{ m}$

Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{0,65} = \frac{\sigma_{\min}}{1} \Rightarrow \sigma = 313,04 \text{ t/m}^2$$

$$F'' = \frac{313,04 \times 0,65}{2} \times 0,15 = 15,26 \text{ t}$$

Force équilibrée par la zone nodale :

$$F' = F - F'' = 36,12 - 15,26 = 20,86 \text{ t}$$

B/ Ferrailage :

Zone Nodale : Par symétrie : $A \geq \frac{2 \times F'}{\sigma_s}$

$$A_n \geq 2 \times \frac{20,86 \times 10^3}{4000} = 10,43 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$

$$S = \frac{2 \times 35}{n-1} < 15 \Rightarrow 70 \leq 15(n-1)$$

$$70 \leq 15n - 15 \Rightarrow 15n \geq 85 \Rightarrow n \geq \frac{85}{15} = 5,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 10\text{HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

Zone courante (partielle) :

$$A_c \geq \frac{F''}{\sigma_s} = \frac{15,26 \times 10^3}{4000} = 3,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1,5 e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 e = 1,5 \times 15 = 22,5 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Alors : } S = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{345 - 2(35)}{20} + 1 = 13,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 14\text{HA}12 = 15,23 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Pourcentage min selon RPA :

En Zone Tendue :

$$A_{\text{tot}} = 11,31 \times 2 + 4,52 \times 2 = 31,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,2\% \times 245 \times 15 = 7,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 31,62 \text{ cm}^2 > 7,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Globalement dans la Section du Voile :

$$A_{tot} = 11,31 \times 2 + 15,83 \times 2 = 55,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} > 0,15\% \times 345 \times 15 = 7,76 \text{ cm}^2$$

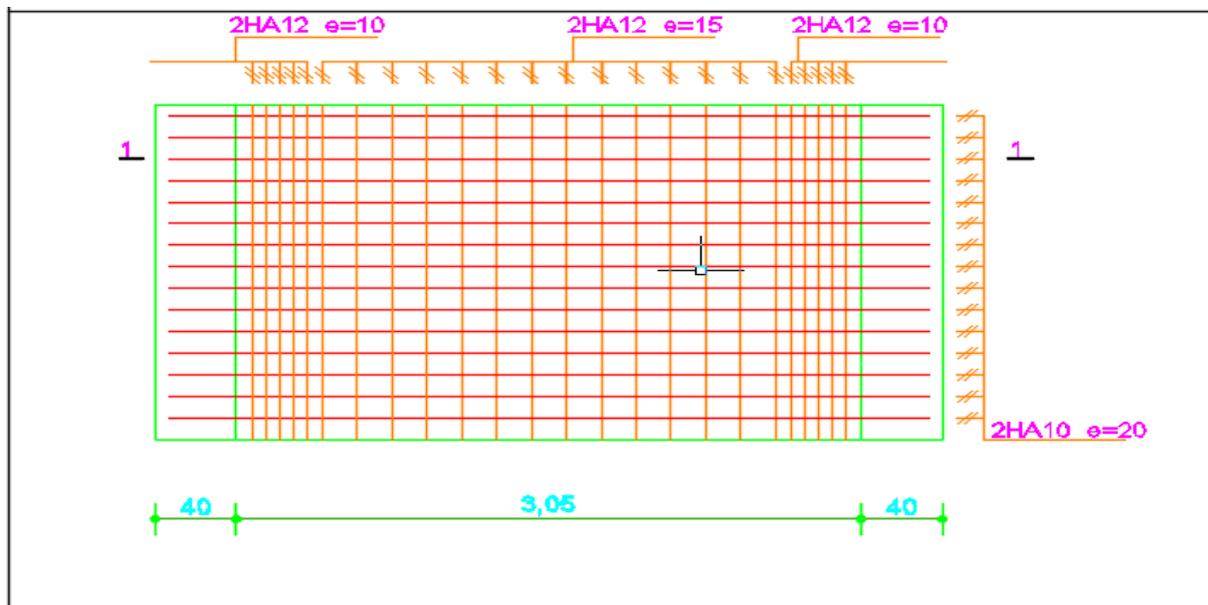
Armatures Horizontales:

Espacement :

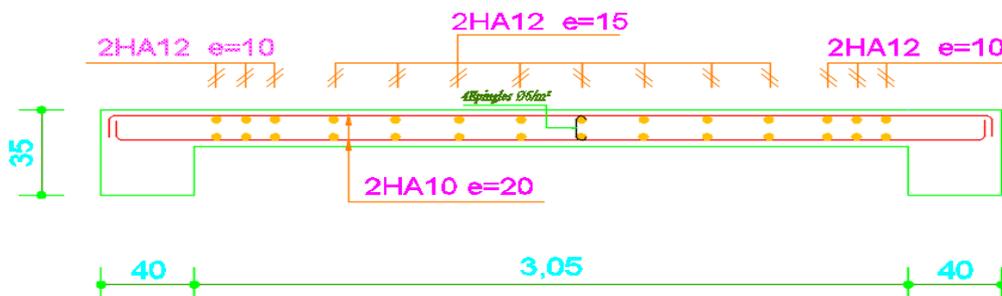
$$S \leq \min (1,5e ; 30)\text{cm} = \min (22,5 ; 30) \text{ cm} \quad e = 20\text{cm}$$

Soit par/ml: **6T10 = 4,71 cm² / Face.**

✚ Schéma de ferrailage :



COUPE 1 - 1



✓ Voile avec ouverture➤ Ferraillage des Trumeaux :

On ferraillera par σ_{\max} et σ_{\min} (donnent dans le calcul du Robot) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = -400,04 \text{ t / m}^2 \\ \sigma_{\min} = -801,08 \text{ t / m}^2 \end{array} \right.$$

Donc : la section est partiellement comprimée

Lc : longueur de la zone comprimée.

$$Lc = \frac{\sigma_{\max} * L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{400,04 * 1}{400,04 + 801,08} = 0,33 \text{ m}$$

Donc :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2Lc}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min \left(\frac{3,4}{2} ; \frac{2 * 0,33}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min (0,0,22 \text{ m})$$

On prend : d = 0.20 m

$$\frac{x}{\sigma_{\min}} = \frac{L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \Rightarrow \frac{x}{-801,08} = \frac{1}{-400,04 + (-801,08)}$$

$$\frac{x}{-801,08} = \frac{1}{1201,12} \Rightarrow x = 0,67 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_1}{-801,08} = \frac{0,67 - 0,33}{0,67} \Rightarrow \frac{\sigma_1}{-801,08} = \frac{0,34}{0,67} \Rightarrow \sigma_1 = -406,52 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} = \frac{-801,08 - 406,52}{2} = -603,8 \text{ t/m}^2$$

$$Ft = \sigma_{\text{moy}} \times S = -603,8 \times (0,15 \times 0,2) = 18,11 \text{ t}$$

$$As = \frac{Ft}{f_e} = \frac{18,11 * 10^3}{4000} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$\frac{\sigma_2}{-801,08} = \frac{x - 0,4}{x} \Rightarrow \frac{\sigma_2}{-801,08} = \frac{0,27}{0,67} \Rightarrow \sigma_2 = -322,82 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_2}{2} = \frac{-801,08 - 322,82}{2} = -561,95 \text{ t/m}^2$$

$$Ft = \sigma_{\text{moy}} \times S = -561,95 \times (0,15 \times 0,2) = 16,85 \text{ t}$$

$$As = \frac{Ft}{f_e} = \frac{16,85 * 10^3}{4000} = 4,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on adopte } As = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\sigma_3}{-801,08} = \frac{x - 0,6}{x} \Rightarrow \frac{\sigma_3}{-801,08} = \frac{0,07}{0,67} \Rightarrow \sigma_3 = -83,69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\text{min}} + \sigma_3}{2} = \frac{-801,08 - 83,69}{2} = -442,39 \text{ t/m}^2$$

$$F_t = \sigma_{\text{moy}} \times S = -442,39 \times (0,15 \times 0,2) = 13,27 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_e} = \frac{13,27 \times 10^3}{4000} = 3,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on adopte } A_s = 3\text{HA}12 = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$$

Espacement :

Zone courante : $St \leq \min(1.5e, 30) = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

➤ **Ferrailage de Linteau :**

$h = 0,85 \text{ m} ; b = 15 \text{ cm} ; L = 1,2 \text{ m}.$

$M = 35,04 \text{ t.m} ; N = -66,71 \text{ t} ; V = 40,5 \text{ t.m}$

$d = 0,9h = 0,77 \text{ m}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_b = \frac{56,7 \times 10^3}{30 \times 37} = 49,1 \text{ Kg/cm}^2 = 4,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_b' = 0,2F_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 4,91 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

➤ **Calcul des armatures :**

$$f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4,91 \text{ MPa} > f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{cas 2 (RPA page 74)}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2fe \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{L} = \frac{0,85-2,0}{1,2} = 0,67 \Rightarrow \alpha = 34^\circ$$

et $V = V$ calcul (sans majoration)

$$A_D = \frac{40,5 \times 10^3}{2 \times 4000 \times \sin 34} = 9,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Aciers longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot fe} ; Z = h - 2d'$$

h : la hauteur totale de linteau.

d' : distance d'enrobage.

M : moment du à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_u$ calculée)

$$Z = h - 2d' = 85 - (2 \times 2,5) = 80 \text{ cm} = 0,8 \text{ m}$$

$$M = 1.4 V_u = 1.4 \times 40,5 = 56,7 \text{ t.m}$$

$$A_l = \frac{56,7 \times 10^5}{80 \times 4000} = 17,71 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq (\text{RPA}) : A_l = A_l' \geq 0,0015 b \cdot h = 0,0015 \times 15 \times 85 = \mathbf{1,91 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On adopte : } 16\text{HA}12 = 18,10 \text{ cm}^2 > 1,91 \text{ cm}^2$$

➤ **Aciers transversaux:**

l'élanement : $\lambda_g = \frac{L}{h} = \frac{1,2}{0,85} = \mathbf{1,41} > 1 \Rightarrow$ donc le linteau long .

Selon RPA $St \leq h/4 = 85/4 = 21,25 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

$$L'espacement St \leq \frac{At \cdot fe \cdot Z}{V} \Rightarrow At \geq \frac{St \cdot V}{fe \cdot Z} = \frac{20 \times 56,7 \times 10^3}{4000 \times 80} = 3,54 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 4,19 > 0,025 f_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$At (\text{RPA}) \geq 0,0015 b \cdot s = 0,0025 \times 15 \times 15 = \mathbf{0,56 \text{ cm}^2}.$$

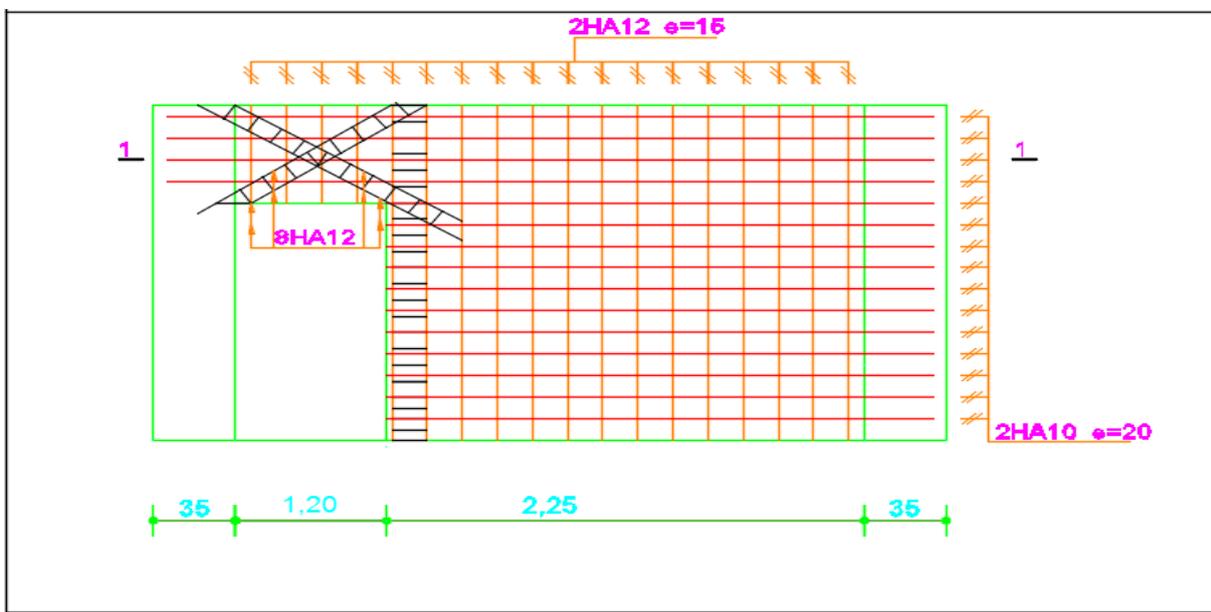
On adopte : 4T10 => $A_s = 3.14\text{cm}^2$

➤ **Aciers de peau :**

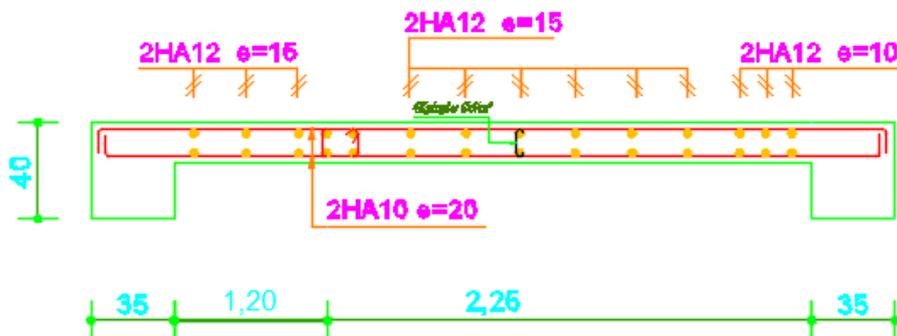
$A_c \text{ (RPA)} \geq 0.002b.h = 0.002 \times 15 \times 85 = 2,55 \text{ cm}^2$

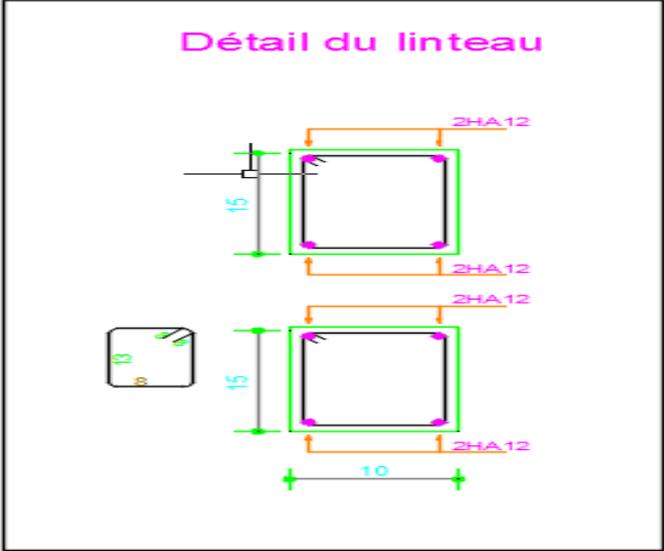
On adopte : $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

✚ **Schéma de ferrailage :**



COUPE 1 - 1





Etude de l'infrastructure

1)-Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est faite en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend :

- du type d'ouvrage à construire,
- de la nature et l'homogénéité du bon sol,
- de la capacité portante du terrain de fondation,
- de la facilité de réalisation et donc de l'économie.

1.2Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

➤ **Fondations superficielles :**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

➤ **Fondations profondes :**

➤ **Fondations spéciales :**

Choix de type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en structure voiles et portiques, avec un taux de travail admissible du sol d'assise égale à 2,7 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée
- semelles filantes (semelles sous voiles et semelles filantes sous poteaux).

Le type et la géométrie d'une fondation sont fonctions :

Des caractéristiques mécaniques du sol (taux de travail, tassement, etc.) du site (lieu, topographie).

De la présence de l'eau compliquant les conditions d'exécution et pouvant changer les caractéristiques du terrain.

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

Vérification de type de la semelle :

Le poids totale du bâtiment = 1549,73 t

$$\sigma_{\text{sol}} = 27 \text{ t/m}^2$$

Surface total du bâtiment = 249,38 m²

$$\frac{P}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1549,73}{27} = 57,40 \text{ m}^2$$

$$\frac{57,40}{249,38} = 0,23 = 23\% < 50\%$$

⇒ le système des fondations sera réalisé par des semelles isolées et des semelles filantes le record à la réalisation d'un radier général n'est pas nécessaire.

Dimensionnement :

E LU :

$$\left. \begin{array}{l} a=0,35\text{m} \\ b=0,40\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{a}{b} = 0,875 = \frac{A}{B}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{\text{sol}} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{N}{0,875B^2} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq 2,7 \text{ MPa}$$

⇒ a l'aide d'un programme Excel on obtient les résultats à l'ELU présentés ci-dessous .

nœud	N	M	e0	a	b	a/b	segmamoy	segma sol	A	B	entre axe		
N1	6,63	0,73	0,1101056	0,35	0,4	0,88	8,550491	27	0,95	1,1	1,6	1,725	
N2	64,57	0,75	0,0116153	0,35	0,4	0,88	25,9098	27	1,5	1,7	1,6	/	
M1	33,14	0,46	0,0138805	0,35	0,4	0,88	25,01421	27	1,1	1,25	1,6	1,7	
M2	48,18	0,31	0,0064342	0,35	0,4	0,88	25,07456	27	1,3	1,5	1,6		
M3	54,84	0,81	0,0147702	0,35	0,4	0,88	25,25702	27	1,4	1,6	1,9	1,95	
M4	68,33	0,59	0,0086346	0,35	0,4	0,88	26,48	27	1,5	1,75	1,9	2	
M5	67,93	0,83	0,0122185	0,35	0,4	0,88	26,51048	27	1,5	1,75	/	1,9	/
O5	48,02	0,68	0,0141608	0,35	0,4	0,88	25,43037	27	1,3	1,5	/	1,775	/
O2	44,86	0,58	0,0129291	0,35	0,4	0,88	25,51834	27	1,25	1,45	/	1,8	/
O4	53,65	0,69	0,0128611	0,35	0,4	0,88	26,37196	27	1,35	1,55	1,9	1,85	
O3	49,24	0,41	0,0083266	0,35	0,4	0,88	23,96708	27	1,35	1,55	1,9	1,175	

D'après les résultats

Les paires des semelles : $M_1 ; M_2 ; N_1 ; N_2 ; M_3 ; M_4$.doivent être jumelées en couple :

- Donc on aura les semelles des files prise en couple (1et 2) et (3 et 4) de type semelle filante sous 2 poteaux.

Donc on aura 4 types de semelles à étudier :

- Type 1 : semelle isolée sous poteau exemple (S(M_5)).
- Type 2 : semelle filante sous deux poteaux exemple (S ($P_3 ; P_4$)).
- Type 3 : semelle filante sous quatre poteaux et voile exemple (S (M_1, M_2, M_3, M_4)+ V_1).
- Type 4 : semelle filante (en U) sous quatre poteaux et voile exemple (S (N_3, N_4, O_3, O_4)+ V_2).

Type n°1 : Semelle isolée

Semelle isolée S(M_s) :

$$A=1,5 \text{ m} \quad a = 0,35 \text{ m}$$

$$B= 1,75 \text{ m} \quad b=0,40 \text{ m}$$

$$N_{ser} = 49,55 \text{ t}$$

$$M_{ser} = 0,59 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,59}{49,55} = 0,012 \text{ m} = 1,2 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de "d" et "h":**

$$d = \max \left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right) = \max (28,75 \text{ cm}; 33,75 \text{ cm})$$

$$N_{total \ u} = 102,89 \text{ t}$$

$$M_{total \ u} = 1,1 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,1}{102,89} = 1,1 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$D'où : h = d + c \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

Condition d'application de la méthode des bielles

$$N_{ser} = 49,55 \text{ t}$$

$$M_{ser} = 0,59 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,59}{49,55} = 0,012 \text{ m} = 1,2 \text{ cm}$$

➤ Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.5)**, on a :

$$e_0 = 1,2 \text{ cm} \leq \frac{A}{24} = \frac{150}{24} = 6,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

ELU :

Sens x :

$$A_x = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{67,93(1,75-0,40) \times 10^2}{8 \times 0,35 \times 348} = 9,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10HA12=11,31cm²

Espacement : e =15cm

Sens y :

$$A_y = \frac{Nu(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{67,93(1,5-0,35) \times 10^2}{8 \times 0,338 \times 348} = 8,02 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12HA10= 9,42cm²

Espacement : e =15cm

ELS :

Sens x :

$$A_x = \frac{Ns(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49,55(1,75-0,40) \times 10^2}{8 \times 0,35 \times 266,67} = 8,96 \text{ cm}^2 < 11,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10HA12=11,31cm²

Espacement : e =15cm

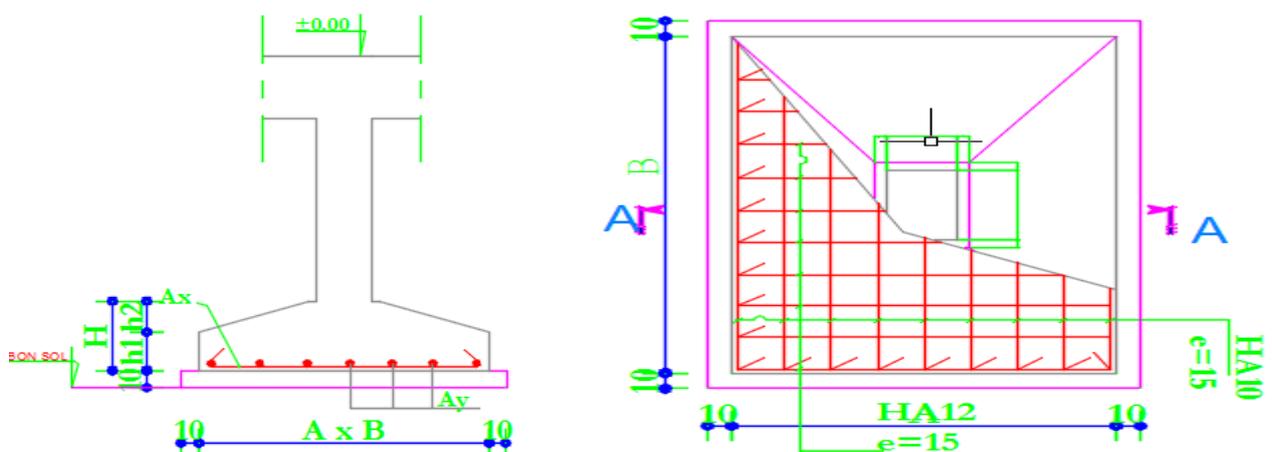
Sens y :

$$A_y = \frac{Ns(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49,55(1,5-0,35) \times 10^2}{8 \times 0,338 \times 266,67} = 7,90 \text{ cm}^2 < 9,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12HA10= 9,42cm²

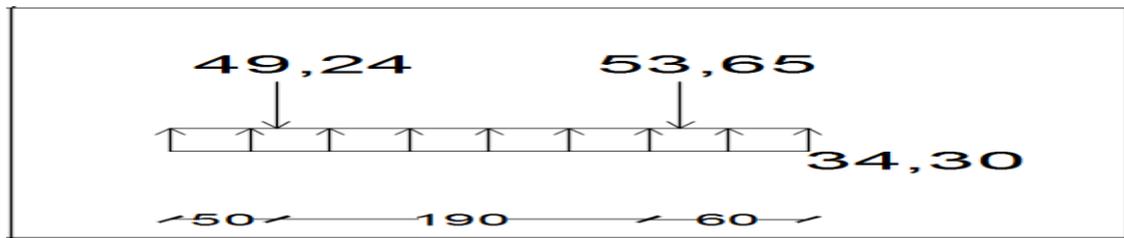
Espacement : e =15cm

✚ Schéma de ferrailage :



Type n°2 : semelle filante sous 2 poteaux

S(P₃ ; P₄)



$$N_{\text{total u}} = 102,89 \text{ t}$$

$$M_{\text{total u}} = 1,1 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,1}{102,89} = 1,1 \text{ cm}$$

$$N_{\text{total ser}} = 75,09 \text{ t}$$

$$M_{\text{total ser}} = 0,80 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,8}{75,09} = 1,1 \text{ cm}$$

détermination de la longueur L et la largeur B :

$$\sum M/p_3 = 0$$

$$0,41 + 0,69 + 53,65 + 1,9 = 102,82 \text{ x}$$

$$\rightarrow x = 1,00 \text{ m} > 1,9/2$$

$$L = (1 + 0,2 + 0,3) \times 2 = 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} (B + 3e_0)}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{1,27 (B + 0,033)} \Rightarrow B \geq 1,31 \Rightarrow B = 1,35 \text{ m}$$

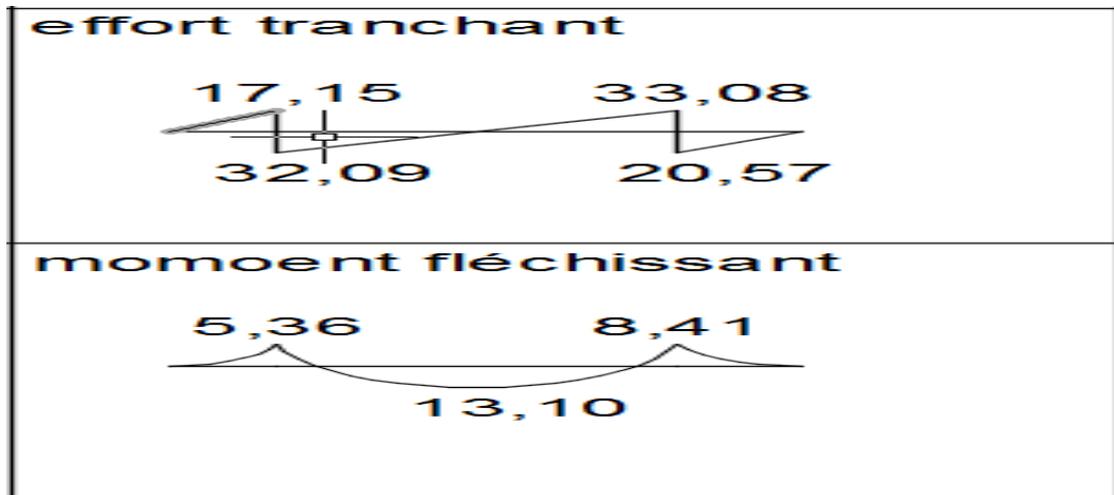
$$d \geq \left(\frac{B-b}{4} \right) = 25 \text{ cm} \Rightarrow d = 35 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 40 \text{ cm}$$

$$q_u = \frac{102,89}{3} = 34,30 \text{ t/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{75,09}{3} = 25,03 \text{ t/ml}$$

❖ ferrailage de la nervure :



A-en travée :

A L'ELU :

$M_u = 13,10 \text{ t.m}$; $b = 35 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$; $\sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,1 \times 10^5}{142 \times 30 \times 37^2} = 0,225$$

$$\mu = 0,0617 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,225)})}{0,8} = 0,323$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 37(1 - 0,4 \cdot (0,323)) = 32,22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{13,1 \times 10^5}{32,22 \cdot 3480} = 11,69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 8HA14=12,32cm²

***/Condition de non Fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_t / f_e) = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2,1 / 400) = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 7,20 \text{ t.m} ; A_s = 12,32 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$17,5x^2 - 15 \cdot 12,32 \cdot 35 + 184,8x = 0$$

$$17,5x^2 + 184,8x - 6468 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 697,79 \Rightarrow x = 14,65 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\Delta} = 697,79 \Rightarrow x = 14,65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 \cdot (14,65)^3)}{3} + 15 \cdot 12,32 (35 - 14,65)^2 = 113263,96 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{7,20 \cdot 10^5 \cdot 14,65}{113263,96} = 93,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 93,12 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 7,20 \cdot 10^5 \cdot (35 - 14,65))}{113263,96} = 1714,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1714,14 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

B- En appui :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 7,20 \cdot 10^5 \cdot (35 - 14,65))}{113263,96} = 1940,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_s = 1940,42 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{s'} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$

En appui :

A L'ELU :

$M_u = -8,41 \text{ m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 35 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,41 \times 10^5}{142 \cdot 35 \cdot 35^2} = 0,138$

$\mu = 0,138 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$

$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,138)})}{0,8} = 0,186$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35(1 - 0,4 \cdot (0,186)) = 32,39 \text{ cm}$

$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8,41 \times 10^5}{32,38 \cdot 3480} = 7,46 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: $2HA14 + 4HA12 = 7,60 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: 2HA14+4HA12=7,60 cm²

Condition de non Fragilité:

$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 0,23 \cdot 35 \cdot 35 \cdot (2,1/400) = 1,48 \text{ cm}^2$

$A_s = 7,60 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,48 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELS:

$M_s = 4,08 \text{ t.m} ; A_s = 7,60 \text{ cm}^2$

Profondeur de l'axe neutre :

$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$

$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$

$17,5x^2 - 15 \cdot 7,60 \cdot 35 + 114x = 0$

$17,5x^2 + 114x - 3990 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 540,64 \Rightarrow x = 12,18 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 \cdot (12,18)^3)}{3} + 15 \cdot 7,60 (35 - 12,18)^2 = 80446,64 \text{ cm}^4$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{4,08 \times 10^5 \times 10.18}{80446,64} = 60,19 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 60,19 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 4,08 \times 10^5 \times (35-12.18))}{80446,64} = 1736,04 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1736,04 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u = 4.80t$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

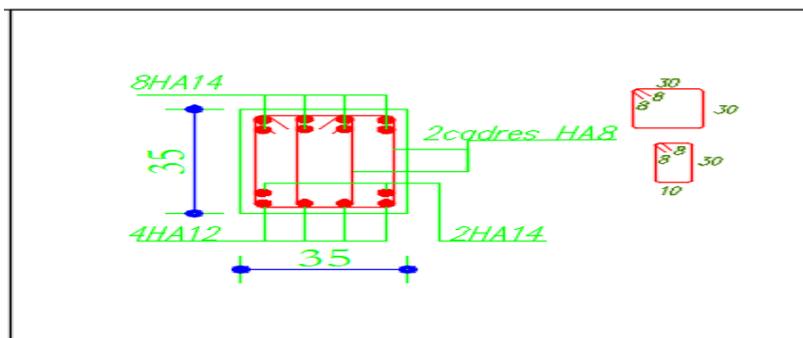
$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{4.8 \times 10^3}{30 \times 37} = 4.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_u = 0.432 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Schema de ferrailage :



❖ **ferrailage de la semelle**

$$e_0 = 1,1 \text{ cm} \leq \frac{B}{24} = \frac{135}{24} = 5,6 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

Sens x :

$$A_x = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \text{cost}} = \frac{102,89(1,35-0,35) \times 10^2}{8 \times 0,35 \times 348} = 10,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10HA12=11,31cm²

Espacement : e =15cm

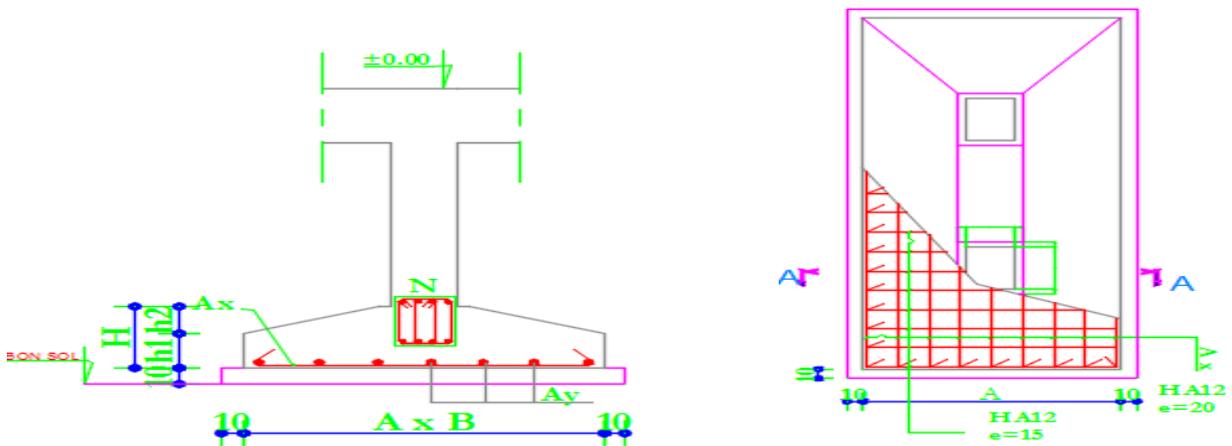
Sens y :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

On adopte : 15HA12=11,31cm²

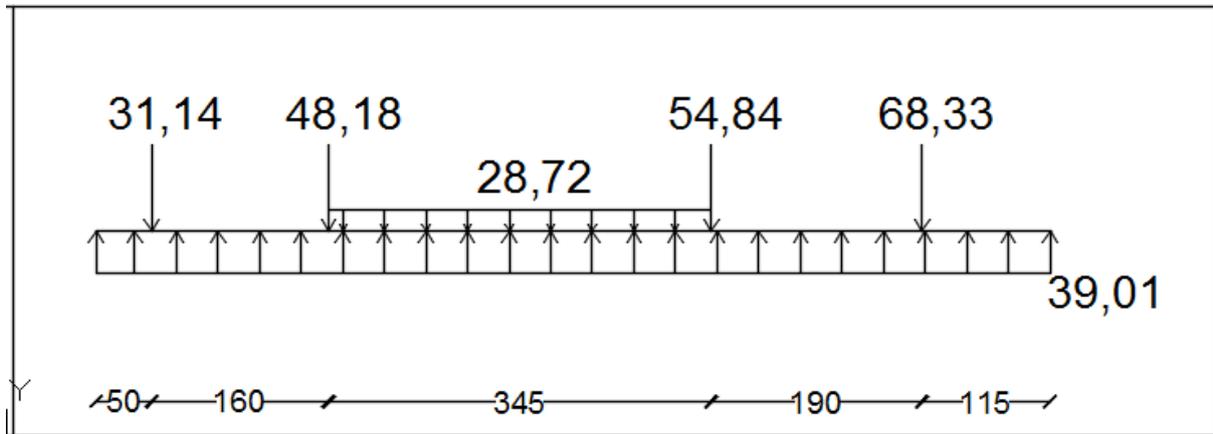
Espacement : e =20cm

✚ Schéma de ferrailage :



Type n° 3 : sous 4 poteaux et voiles

S (M₁ ; M₂ ;M₃ ;M₄ +V₁)



Ntotal u = 335,49 t

Mtotal u = 8,42 t.m

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{8,42}{335,49} = 2,5 \text{ cm}$$

Ntotal ser = 244,8 t

Mtotal ser = 6,05 t.m

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{6,05}{244,8} = 2,5 \text{ cm}$$

détermination de la longueur L et la largeur B :

$$\sum M/M_1 = 0$$

$$0,46+0,31+6,25+0,81+0,59+48,18+1,6+0,31+3,325+54,84+5,05+68,33+6,95=335,49x$$

$$\Rightarrow x = 3,8 \text{ m}$$

$$L = (3,8+0,2+0,3) \times 2 = 8,6m$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol} \times L} (B + 3e_0)}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{1,44 (B + 0,075)} \Rightarrow B \geq 1,51 \Rightarrow B = 1,55 \text{ m}$$

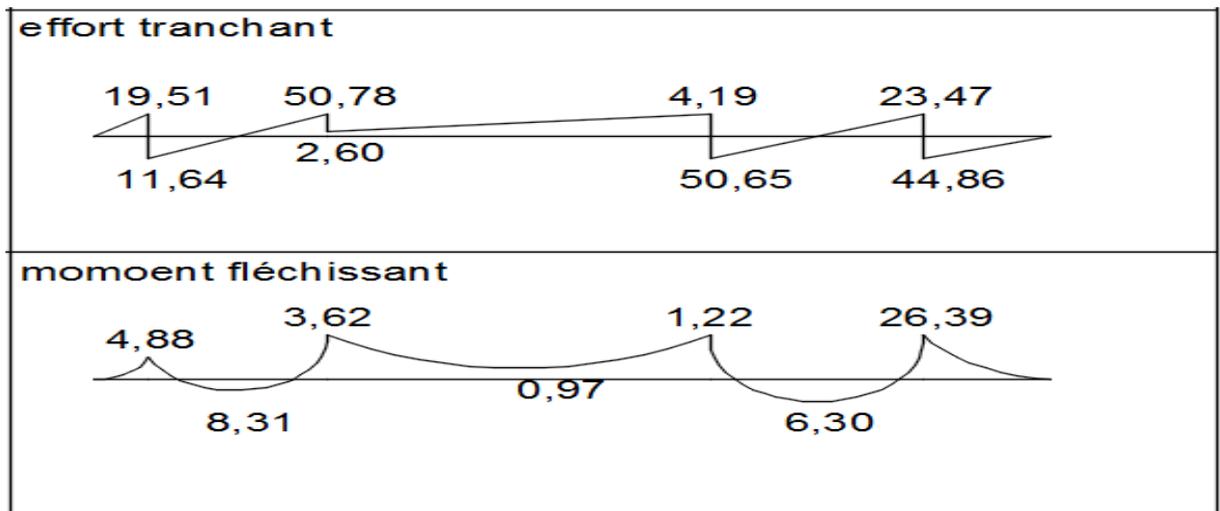
$$d \geq \frac{B-b}{4} = 30\text{cm} \Rightarrow d = 35 \text{ cm}$$

$$h=d+c=0,40 \text{ m}$$

$$q_u = \frac{335,49}{3} = 39,01 \text{ t/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{244,8}{3} = 28,47 \text{ t/ml}$$

❖ ferrailage de la nervure :



A-en travée :

A L'ELU :

$$M_u=8,31.m ; b=35 \text{ cm} ; h=55 \text{ cm} ; d= 50 \text{ cm} ; \sigma_b= 142\text{kgf/cm}^2 ; \sigma_s= 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b c * b * d^2} = \frac{8,31 \times 10^5}{142 \times 35 \times 50^2} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.067)})}{0.8} = 0.087$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 50(1 - 0.4 * (0.087)) = 48,27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = \frac{8,31 \times 10^5}{48,27 * 3480} = 4.95 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 4HA14=6,16 cm²

Donc on adopte: 3HA14=4.62cm²

***/Condition de non Fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * (f_{tj} / f_e) = 0.23 * 35 * 50 * (2.1 / 400) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 4.56 \text{ t.m} ; A_s = 6,16 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$17.5 x^2 - 15 * 6.16 * 50 + 68,4 x = 0$$

$$17.5 x^2 + 92.4 x - 4620 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 576,14 \Rightarrow x = 13,82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b * x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 * (13.82)^3)}{3} + 15 * 6.16 (50 - 13.82)^2 = 151745,24 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s * x)}{I} = \frac{4,56 * 10^5 * 13,82}{151745,24} = 41.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 41,53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 * M_s * (d - x))}{I} = \frac{(15 * 4,56 * 10^5 * (50 - 13.82))}{151745,24} = 1630,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1630,83 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

B- En appui :

Appui 1

A L'ELU :

$$M_u = -4,91 \text{ t.m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{4,88 * 10^5}{142 * 35 * 50^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,039)})}{0,8} = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 50(1 - 0,4 \cdot (0,05)) = 48,99 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4,88 \times 10^5}{48,99 \cdot 3480} = 2,86 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 4HA14 = 6,16 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 0,23 \cdot 35 \cdot 50 \cdot (2,1/400) = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 4,91 \text{ t.m} ; A_s = 6,16 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$17,5x^2 - 15 \cdot 6,16 \cdot 50 + 68,4x = 0$$

$$17,5x^2 + 92,4x - 4620 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 576,14 \Rightarrow x = 13,82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15A_s(d - x)^2 = \frac{(35 \cdot (13,82)^3)}{3} + 15 \cdot 6,16(50 - 13,82)^2 = 151745,24 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{4,91 \times 10^5 \times 13,82}{151745,24} = 44,71 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 44,71 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 4,91 \times 10^5 \times (50 - 13,82))}{151745,24} = 1756,01 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1756,01 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Appui 2**A L'ELU :**

$M_u = -26,39 \text{ m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; d = 50 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{26,39 \times 10^5}{142 \cdot 35 \cdot 50^2} = 0,212$$

$$\mu = 0,212 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,212)})}{0,8} = 0,302$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 50(1 - 0,4 \cdot (0,302)) = 43,96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{26,39 \times 10^5}{43,96 \cdot 3480} = 17,25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 8HA14+4HA16= 20,36 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0,23 \cdot 35 \cdot 50 \cdot (2,1/400) = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 18 \text{ t.m} ; A_s = 20,36 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15A_s(d-x) = 0$$

$$17,5x^2 - 15 \cdot 20,36 \cdot 50 + 305,4x = 0$$

$$17,5x^2 + 305,4x - 15270 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1078,04 \Rightarrow x = 22,07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15A_s(d-x)^2 = \frac{(35 \cdot 22,07^3)}{3} + 15 \cdot 20,36(50 - 22,07)^2 = 363654,17 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{18 \times 10^5 \times 22,07}{363654,17} = 109,24 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 109,24 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 18 \times 10^5 \times (50 - 22,07))}{60156,37} = 2018,79 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 2018,79 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u = 4.80 \text{ t}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

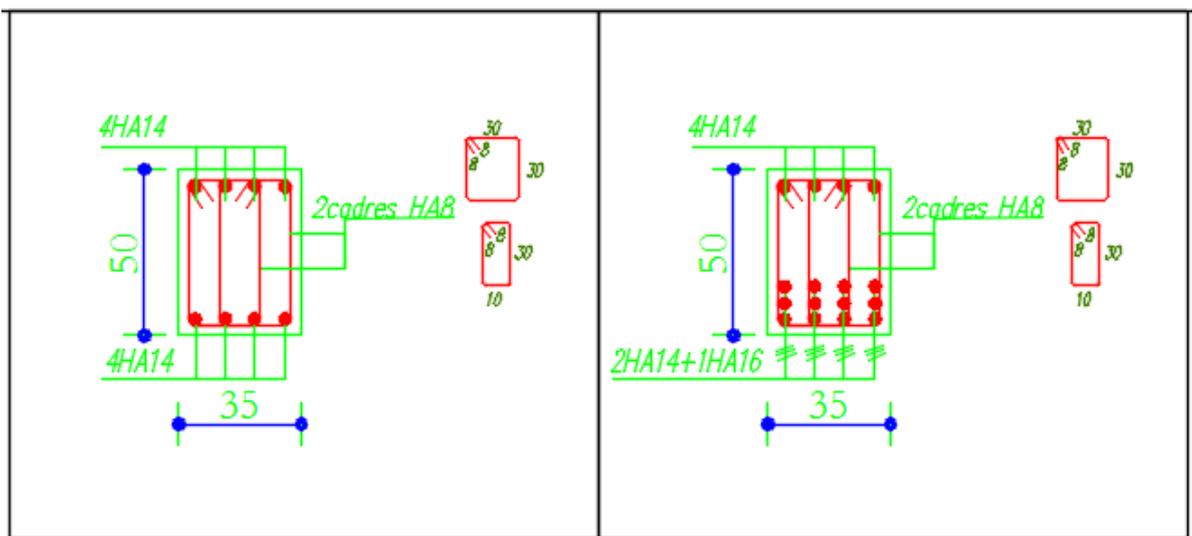
$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{4.8 \times 10^3}{30 \times 37} = 4.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_u = 0.432 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

✚ Schéma de ferrailage :



❖ ferrailage de la semelle

vérification d l'application de la méthode des bielles

$$e_0 = 1,1 \text{ cm} \leq \frac{B}{24} = \frac{135}{24} = 5,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens x :

$$A_x = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{335,49(1,55-0,35) \times 10^2}{8 \times 0,35 \times 348} = 41,32 \text{ cm}^2$$

On adopte : 42HA12=47,50 cm²

Espacement : e =20cm

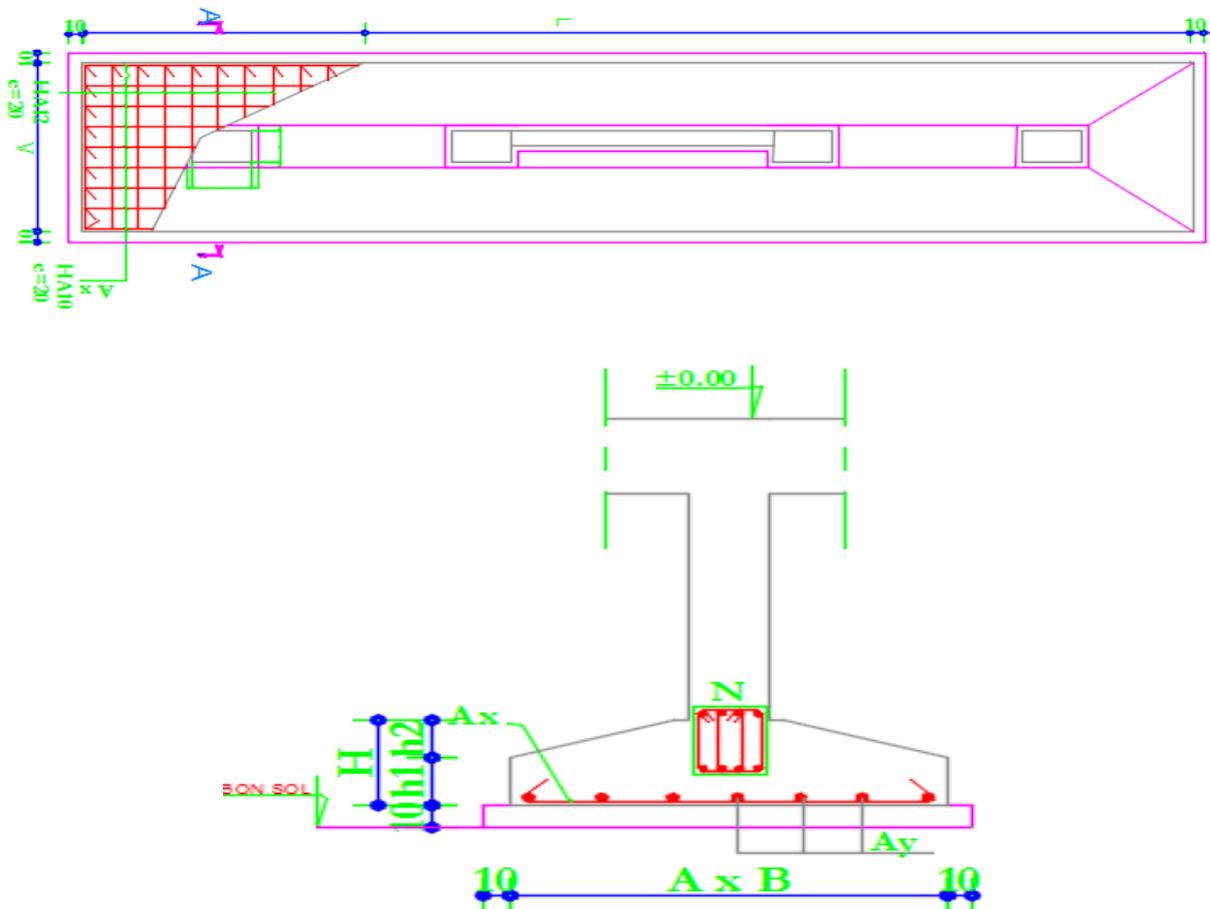
Sens y :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{47,50}{4} = 11,88 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10HA12=11,31cm²

Espacement : e =25cm

 **Schéma de ferrailage**



Type n° 4 : semelle filante sous 4 Poteaux et voiles en forme (U)

$$S ((O_4 ; O_3 ; N_3 ; N_4) + V_1)$$

Dimensionnement S (O3 ; N3)

$$N_u \text{ total} = 221,71 \text{ t}$$

$$M_u \text{ total} = 19,31 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19,31}{221,71} = 8,7 \text{ cm}$$

$$N_{\text{ser}} \text{ total} = 161,26 \text{ t}$$

$$M_{\text{ser}} \text{ total} = 14,01 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14,01}{161,26} = 8,7 \text{ cm}$$

détermination de la longueur L et la largeur B :

$$\sum M/N_3 = 0$$

$$1,13 + 17,79 + 0,39 + 109,13 + 1,775 + 50,37 + 3,55 = 221,71x$$

$$\Rightarrow x = 1,75 \text{ m}$$

$$L = (1,8 + 0,175 + 0,3) \times 2 = 4,55 \text{ m} \Rightarrow L = 4,55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L}} (B + 3e_0)$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{1,8 (B + 0,261)} \Rightarrow B \geq 2,03 \Rightarrow B = 2,05 \text{ m}$$

Dimensionnement S (O4 ; O3)

$$N_u \text{ total} = 120,69 \text{ t}$$

$$M_u \text{ total} = 1,15 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,15}{120,69} = 0,9 \text{ cm}$$

$$N_{\text{ser}} \text{ total} = 87,67 \text{ t}$$

$$M_{\text{ser total}} = 0,83 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,83}{87,67} = 0,9 \text{ cm}$$

détermination de la longueur L et la largeur B :

$$\sum M/O_4 = 0$$

$$0,76 + 0,39 + 50,37 \times 1,9 = 120,69x$$

$$\Rightarrow x = 0,8 \text{ m}$$

$$L = (1,1 + 0,20 + 0,3) \times 2 = 3,20 \text{ m} \Rightarrow L = 3,20 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L}} (B + 3e_0)$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{1,40 (B + 0,27)} \Rightarrow B \geq 1,42 \Rightarrow B = 1,45 \text{ m}$$

Dimensionnement S (N₃ ; N₄)

$$N_u \text{ total} = 128,67 \text{ t}$$

$$M_u \text{ total} = 1,81 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,81}{128,67} = 1,40 \text{ cm}$$

$$N_{\text{ser total}} = 93,57 \text{ t}$$

$$M_{\text{ser total}} = 1,31 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,31}{93,57} = 1,4 \text{ cm}$$

détermination de la longueur L et la largeur B :

$$\sum M/N_4 = 0$$

$$0,68 + 1,13 + 62,21 \times 1,9 = 128,67x$$

$$\Rightarrow x = 0,9 \text{ m}$$

$$L = (1 + 0,20 + 0,3) \times 2 = 3 \text{ m} \Rightarrow L = 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol} \times L} (B + 3e_0)}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{1,59(B + 0,042)} \Rightarrow B \geq 1,63 \Rightarrow B = 1,65 \text{ m}$$

On redimensionne la semelle (O3 ;N3)à la base de $L'=L+0,40=4,95 \text{ m}$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{1,66(B + 0,261)} \Rightarrow B \geq 1,89 \Rightarrow B = 1,90 \text{ m}$$

Ferraillage :

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 44,79 \text{ t/ml} \\ q_{ser} = 32,58 \text{ t/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow S (O_3 ; N_3)$$

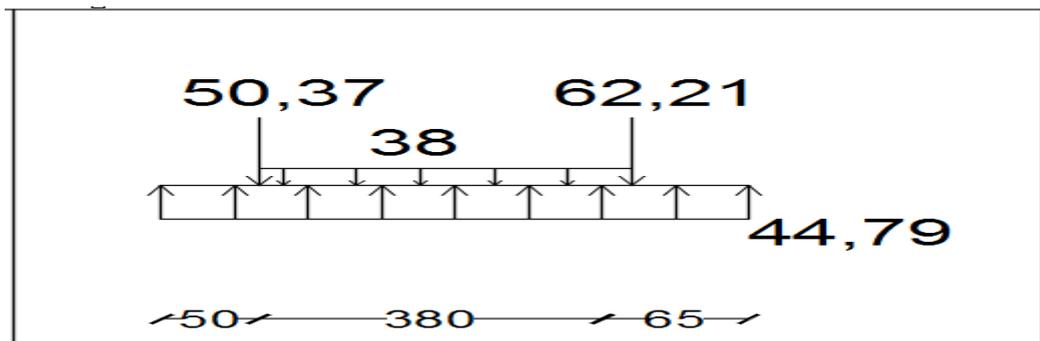
$$\left. \begin{array}{l} q_u = 37,72 \text{ t/ml} \\ q_{ser} = 27,40 \text{ t/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow S (O_4 ; O_3)$$

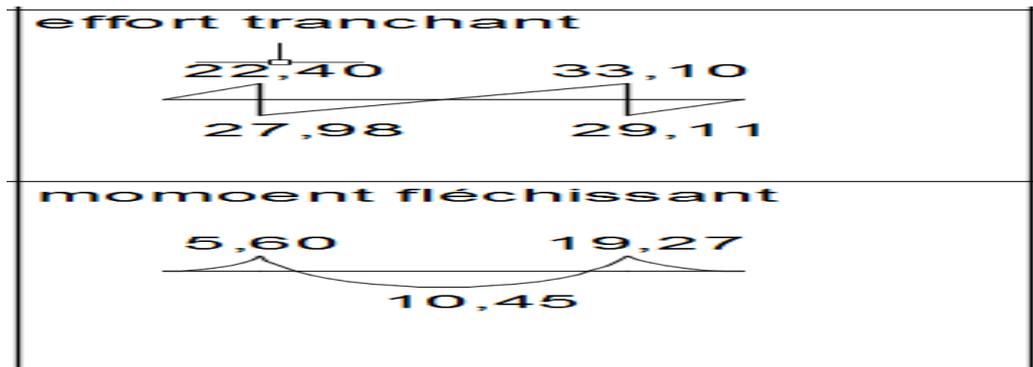
$$\left. \begin{array}{l} q_u = 42,92 \text{ t/ml} \\ q_{ser} = 31,19 \text{ t/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow S (N_4 ; N_3)$$

❖ **ferraillage des semelles :**

➤ **semelle S(O₃ ;N₃)**

➤ **ferraillage de la nervure :**





Calcul de ferrailage (poutre 45x35)

A-en travée :

A L'ELU :

Mu=10.45t.m ; b=35 cm ; h=45 cm ; d=42cm ; $\sigma_b = 142\text{kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.45 \times 10^5}{142 \times 30 \times 37^2} = 0,119$$

$\mu = 0,0617 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.119)})}{0.8} = 0.159$$

$Z = d(1 - 4\alpha) = 37(1 - 0.4 \cdot (0.159)) = 39.3 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{3.6 \times 10^5}{39.3 \cdot 3480} = 7.46 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 6HA14=9.24cm²

***/Condition de non Fragilité:**

$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2$

$A_s = 4.62\text{cm}^2 > A_{min} = 1.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$

Vérification à L'ELS:

$M_s = 8.14 \text{ t.m} ; A_s = 9,24\text{cm}^2$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 9.24 \cdot 42 + 138.6x = 0$$

$$x^2 + 9.24x - 388.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 40,47 \Rightarrow x = 15,62 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 \cdot (15.62)^3)}{3} + 15 \cdot 9.24 (42 - 15.62)^2 = 140914,44 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{8.14 \times 10^5 \times 15.62}{140914,44} = 90.22 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 90.22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 8.14 \times 10^5 \times (42 - 15.62))}{140914,44} = 2011.17 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 2011.17 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$ → vérifier

B- En appui :

A L'ELU :

$M_u = -5.60 \text{ m}$; $b = 35 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$; $\sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.60 \times 10^5}{142 \cdot 35 \cdot 42^2} = 0,064$$

$\mu = 0,064 \leq \mu_R = 0,392$ (As'=0)

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.064)})}{0.8} = 0.083$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=37(1-0.4*(0.083))=40,6\text{ cm}$$

$$A_s=\frac{M_u}{z*\sigma_s}=\frac{5.60\times 10^5}{40.6*3480}=3.96\text{cm}^2$$

Donc on adopte: 4HA14= 6,1 cm²

Condition de non Fragilité:

$$A_{min}=0.23*b_0*d*(f_{ij}/f_e)=0.23*35*42*(2.1/400)=1.34\text{cm}^2$$

$$A_s=6.16\text{cm}^2 > A_{min}=1.34\text{cm}^2$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s=4,07\text{ t.m} ; A_s=6,16\text{cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b*x^2}{2}+15(A_s+A_s')x-15(A_s'*C'+A_s*d)=0$$

$$\frac{b*x^2}{2}-15A_s(d-x)=0$$

$$15x^2-15*6,16*42+92,4x=0$$

$$15x^2+92,4x-3880,8=0$$

$$\sqrt{\Delta}=32,75 \Rightarrow x=13,3\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I=\frac{(b*x^3)}{3}+15A_s(d-x)^2=\frac{(35*(13,3)^3)}{3}+15*6,16(42-13,3)^2=103556,39\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b=\frac{(M_s*x)}{I}=\frac{4,07\times 10^5\times 13,3}{103556,39}=52,27\text{kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b=52,27\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc}=150\text{kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s=\frac{(15*M_s*(d-x))}{I}=\frac{(15*4,07\times 10^5*(42-13,3))}{103556,39}=1691,96\text{kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1603.79 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u = 33,10 \text{ t}$; $b = 35 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$

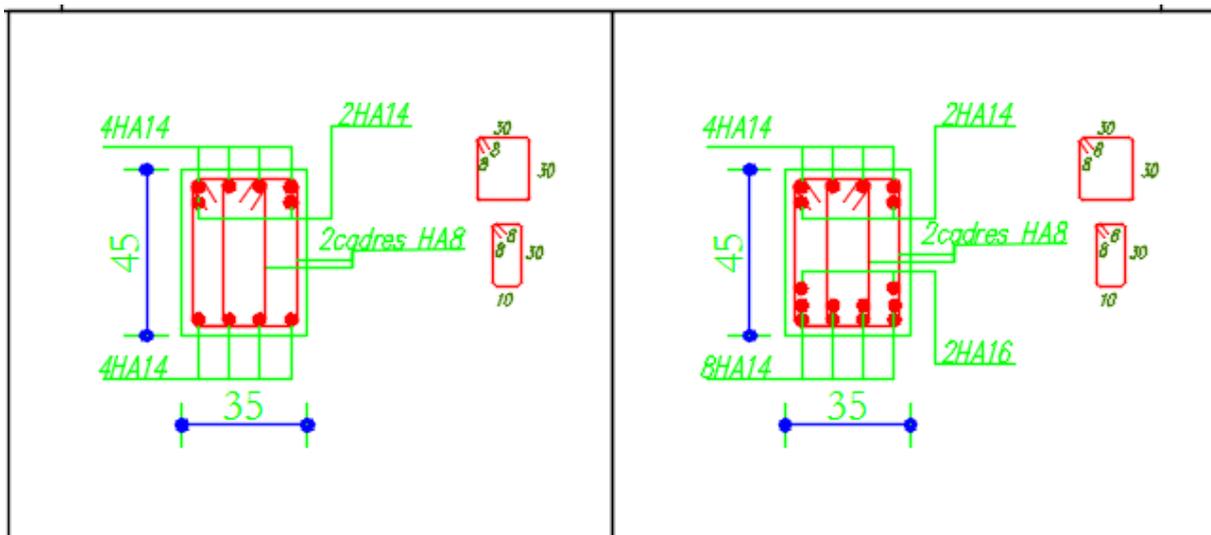
$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d}$$

$$\tau_u = \frac{33,10 \times 10^3}{35 \times 42} = 22,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_u = 2,25 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

schéma de ferrailage :



➤ **ferrailage de la semelle :**

vérification d l'application de la méthode des bielles

$$e_0 = 0,78 \text{ cm} \leq \frac{B}{24} = \frac{190}{24} = 7,90 \text{ cm} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

Sens x :

$$A_x = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{221,71(1,90-0,40) \times 10^2}{8 \times 0,40 \times 348} = 29,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : 27HA12 = 30,54 cm²

Espacement : e = 15cm

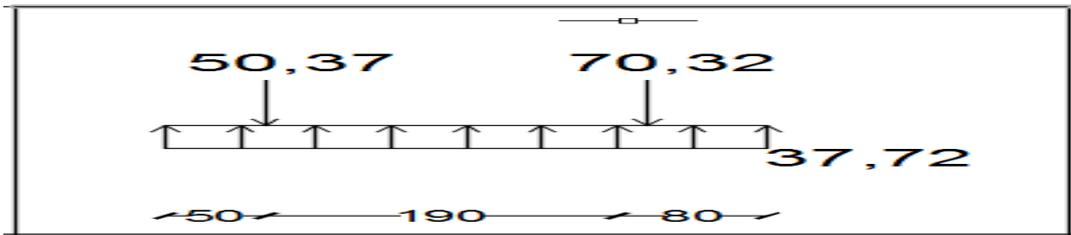
Sens y :

$$A_y = \frac{Ax}{4} = \frac{30,54}{4 \times 1,90} = 4,02 \text{ cm}^2$$

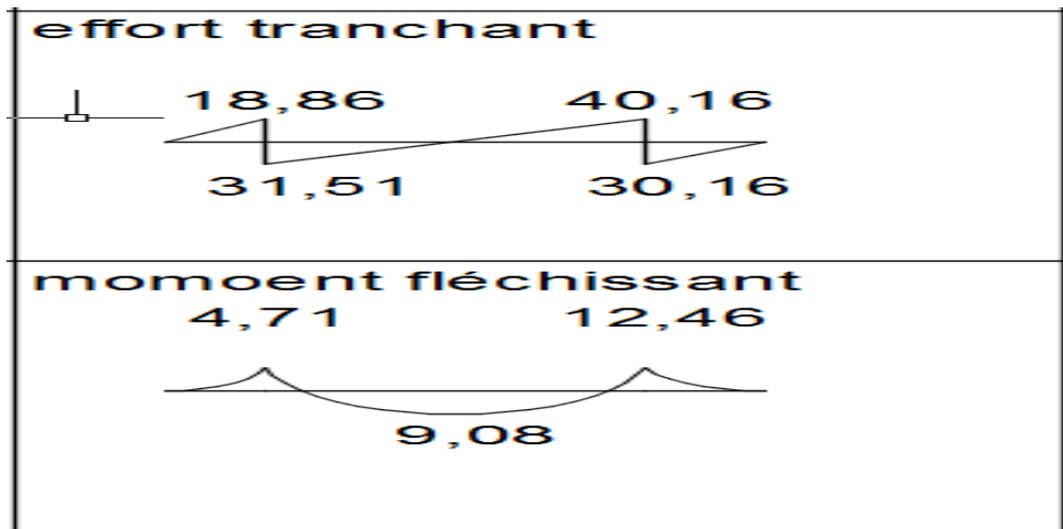
On adopte : 6HA12 = 6,79cm²

Espacement : e = 20cm

➤ semelle S(O₃ ; O₄)



➤ ferrailage de la nervure :



Calcul de ferrailage (poutre 45x35)

A-en travée :

A L'ELU :

Mu = 9,08 t.m ; b = 35 cm ; h = 45 cm ; d = 42 cm ; σ_b = 142 kgf/cm² ; σ_s = 3480 kgf/cm²

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,08 \times 10^5}{142 \times 35 \times 42^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,0617 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.104)})}{0.8} = 0.138$$

$$Z = d(1 - 4\alpha) = 37(1 - 0.4 * (0.079)) = 39,7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s} = \frac{3.6 \times 10^5}{35.83 * 3480} = 6,57 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 4HA12+2HA14=7,60cm²

***/Condition de non Fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * (f_{ij} / f_e) = 0.23 * 35 * 42 * (2.1 / 400) = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 7,54 \text{ t.m} ; A_s = 7,60 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s * d) = 0$$

$$\frac{b * x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 * 7,60 * 42 + 114x = 0$$

$$15x^2 + 114x - 4788 = 0$$

$\sqrt{\Delta} = 36,53 \Rightarrow x = 14,47 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b * x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(35 * (14,47)^3)}{3} + 15 * 7,60 (42 - 14,47)^2 = 121747,69 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s * x)}{I} = \frac{7,54 * 10^5 * 14,47}{121747,69} = 89,61 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 89,61 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \cdot 7,60 \times 10^5 \times (42 - 14,47))}{121747,69} = 1998,89 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1998,89 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

B- En appui :

A L'ELU :

$M_u = -12,46 \text{ m}$; $b = 35 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$; $\sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2$; $\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,46 \times 10^5}{142 \cdot 35 \cdot 42^2} = 0,144$$

$\mu = 0,144 \leq \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0,144)})}{0,8} = 0,195$$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37(1 - 0,4 \cdot (0,113)) = 38,73 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{12,46 \times 10^5}{38,73 \cdot 3480} = 9,25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 4HA14+4HA12= 10,68 cm²

Condition de non Fragilité:

$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0,23 \cdot 35 \cdot 42 \cdot (2,1/400) = 1,78 \text{ cm}^2$

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,78 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELS:

$M_s = 10,47 \text{ t.m}$; $A_s = 10,68 \text{ cm}^2$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15As(d-x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 10,68 \cdot 42 + 160,2x = 0$$

$$15x^2 + 10,68x - 448,56 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 43,68 \Rightarrow x = 16,50 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15As(d-x)^2 = \frac{(35 \cdot (16,50)^3)}{3} + 15 \cdot 10,68(42-16,50)^2 = 156578,18 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(Ms \cdot x)}{I} = \frac{10,47 \times 10^5 \times 16,50}{156578,18} = 110,33 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b = 110,33 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot Ms \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 10,68 \times 10^5 \times (42-16,50))}{156578,18} = 2018,79 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 2018,79 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u = 40,16 \text{ t} ; b = 35 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm}$$

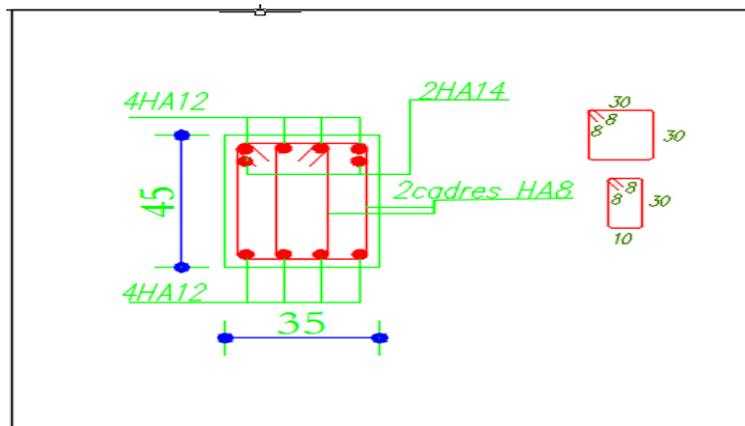
$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{40,16 \times 10^3}{35 \times 42} = 24,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$\tau_u = 2,432 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

schéma de ferrailage



ferrailage de la semelle :

vérification d l'application de la méthode des bielles

$$e_0 = 0,9 \text{ cm} \leq \frac{B}{24} = \frac{145}{24} = 6,04 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens x :

$$A_x = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{120.69(1,45-0,35) \times 10^2}{8 \times 0,40 \times 348} = 11,95 \text{ cm}^2$$

On adopte : 11HA12=12,44 cm²

Espacement : e =15cm

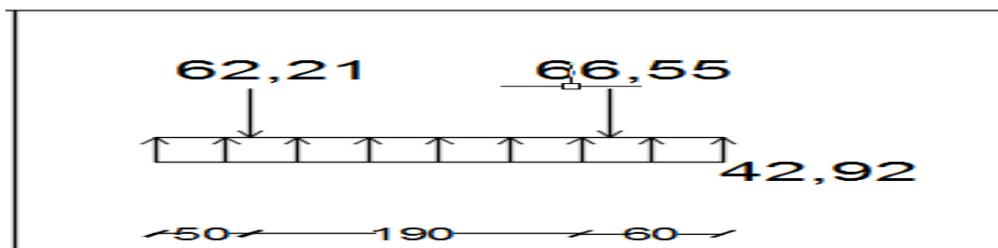
Sens y :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{12,44}{4 \times 1,45} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

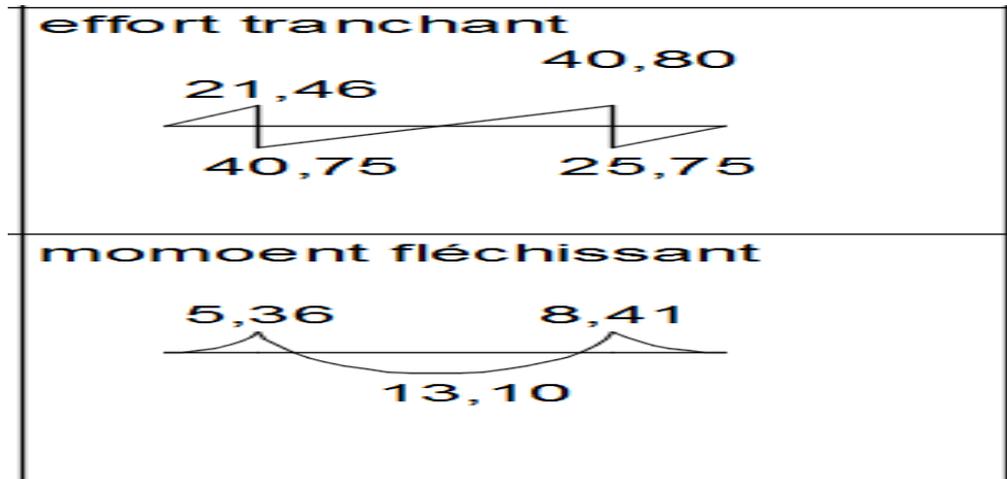
On adopte : 6HA12=6,79cm²/ml

Espacement : e =20cm

semelle S(N₄ ;N₃)



➤ ferrailage de nervure :



Calcul de ferrailage (poutre 45x35)

A-en travée :

A L'ELU :

Mu=3.60t.m ; b=30 cm ; h=40 cm ; d= 37 cm ; $\sigma_b= 142\text{kgf/cm}^2$; $\sigma_s= 3480 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.6 \times 10^5}{142 \times 30 \times 37^2} = 0,0617$$

$\mu = 0,0617 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.0617)})}{0.8} = 0.079$$

$Z = d(1 - 4\alpha) = 37(1 - 0.4 \cdot (0.079)) = 35.83 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{3.6 \times 10^5}{35.83 \cdot 3480} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA14=4.62cm²

***/Condition de non Fragilité:**

$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2$

$A_s = 4.62\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 2.64 \text{ t.m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4.62 \cdot 37 + 69.3x = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2564.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.31 \Rightarrow x = 10.96 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(30 \cdot (10.96)^3)}{3} + 15 \cdot 4.62 (37 - 10.96)^2 = 60156.37 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**En béton :**

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{2.64 \times 10^5 \times 10.96}{60156.37} = 48.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_b = 48.64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d - x))}{I} = \frac{(15 \cdot 2.64 \times 10^5 \times (37 - 10.96))}{60156.37} = 1714.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1714.14 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifier}$$

B- En appui :**A L'ELU :**

$$M_u = -5.11 \text{ m} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm} ; \sigma_b = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.11 \times 10^5}{142 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 \leq \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_{s'} = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.087)})}{0.8} = 0.113$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 37(1 - 0.4 \cdot (0.113)) = 35.32 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5.11 \times 10^5}{35.32 \cdot 3480} = 4.15 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA14= 4.62

Condition de non Fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{ij}/f_e) = 0.23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELS:

$$M_s = 2.47 \text{ t.m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_{s'}) x - 15 (A_{s'} \cdot C' + A_s \cdot d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$15x^2 - 15 \cdot 4.62 \cdot 37 + 69.3x = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2564.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.31 \Rightarrow x = 10.96 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \cdot x^3)}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{(30 \cdot (10.96)^3)}{3} + 15 \cdot 4.62 (37 - 10.96)^2 = 60156.37 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{(M_s \cdot x)}{I} = \frac{2.47 \times 10^5 \times 10.96}{60156.37} = 45 \text{ kg/cm}^2$$

→ $\sigma_b=45\text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc}= 150\text{kg/cm}^2 \dots$ Vérifiée

En acier :

$$\sigma_s = \frac{(15 \cdot M_s \cdot (d-x))}{I} = \frac{(15 \times 2.47 \times 10^5 \times (37 - 10.96))}{60156.37} = 1603.79 \text{ kg/cm}^2$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 1603.79 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifier

Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u = 4.80\text{t} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm}$

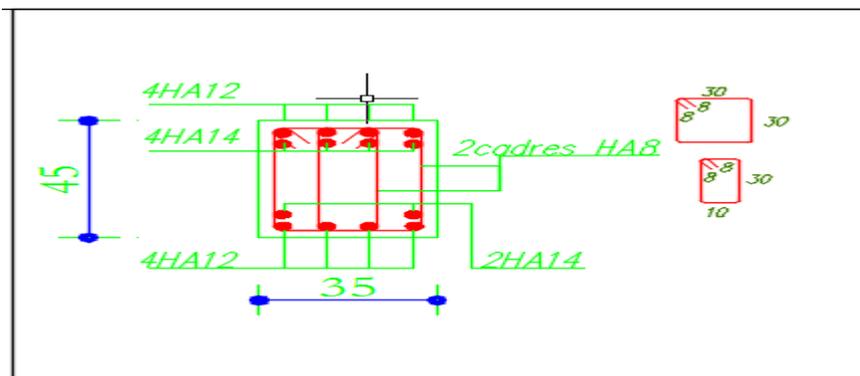
$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{4.8 \times 10^3}{30 \times 37} = 4.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_u = 0.432 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

📐 schema de ferrailage :



➤ **ferrailage de la semelle :**

vérification d l'application de la méthode des bielles

$$e_0 = 1,4 \text{ cm} \leq \frac{B}{24} = \frac{165}{24} = 6,88 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

Sens x :

$$A_x = \frac{N_u(A-a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{128,76(1,65 - 0,35) \times 10^2}{8 \times 0,35 \times 348} = 20,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : 19HA12=21,62 cm²

Espacement : e =15cm

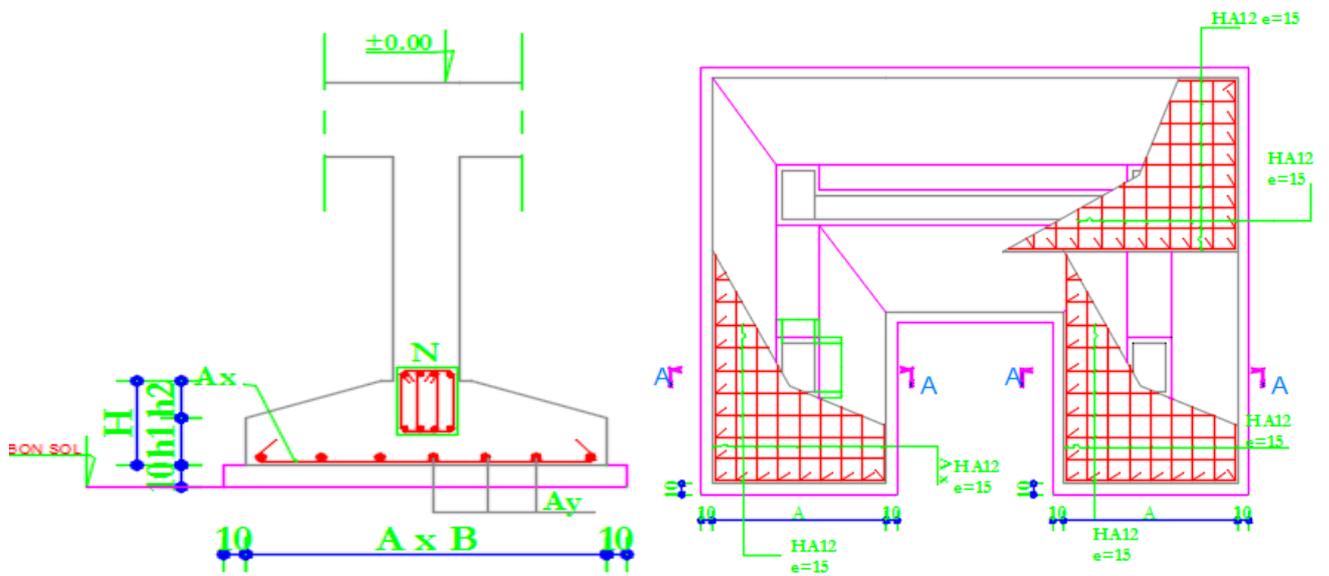
Sens y :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{21,62}{4 \times 1,65} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6HA12=6,79cm²/ml

Espacement : e =20cm

Schéma de ferrailage



Vérification de la stabilité :

Sous l'effet des charge horizontales (forces sismiques), il y'a un développement d'un moment renversant.

A cet effet, les semelles doivent être vérifiées :

- aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G±E ;
- aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G+Q+E.

exemple de la semelle (M5) :

Vérification au soulèvement :0,8G±E

Pour faire la vérification en question, il nous faut définir ce qui suit :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} ; \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Sens X

$$\sigma_1 = \frac{34.87}{2.625} + \frac{0.16 \cdot 0.005}{0.670} = 13.29 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_2 = \frac{34.87}{2.625} - \frac{0.16 \cdot 0.005}{0.670} = 13.28 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (13.29) + 13.28}{4} = 13.29 \text{ t/m}^2 < 27 \text{ t/m}^2$$

Sens Y

$$\sigma_1 = \frac{34.87}{2.625} + \frac{1.37 \cdot 0.039}{0.492} = 13.39 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_2 = \frac{34.87}{2.625} - \frac{1.37 \cdot 0.039}{0.492} = 13.18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (13.39) + 13.18}{4} = 13.34 \text{ t/m}^2 < 27 \text{ t/m}^2$$

Vérification au renversement :0,8G±E

Elle est assurée si $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ (RPA art. 10.1.5)

$$e_x = \frac{1.37}{34.87} = 0.039 \text{ m} < \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{0.16}{34.87} = 0.005 \text{ m} < \frac{1.75}{4} = 0.438 \text{ m}$$

Vérification de la compression :G+Q+E

Sens X

$$\sigma_1 = \frac{50.35}{2.625} + \frac{0.41 \cdot 0.008}{0.670} = 19.19 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_2 = \frac{34.87}{2.625} - \frac{0.41 \cdot 0.008}{0.670} = 19.18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (19.19) + 19.18}{4} = 19.19 \text{ t/m}^2 < 27 \text{ t/m}^2$$

Sens Y

$$\sigma_1 = \frac{50.35}{2.625} + \frac{1.41 \cdot 0.028}{0.670} = 19.24 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_2 = \frac{50.35}{2.625} - \frac{1.41 \cdot 0.028}{0.670} = 19.12 \text{ t/m}^2$$

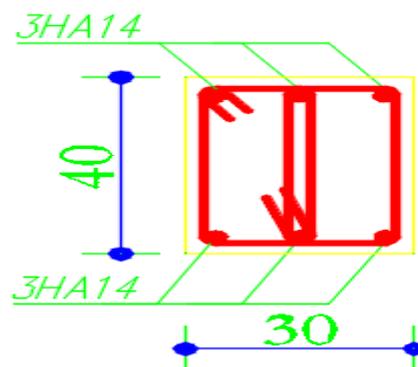
$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (19.24) + 19.12}{4} = 19.21 \text{ t/m}^2 < 27 \text{ t/m}^2$$

Les longrines :**Les longrines :**

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S_1) et dans le cas d'un site de catégorie S_2 en zone I.

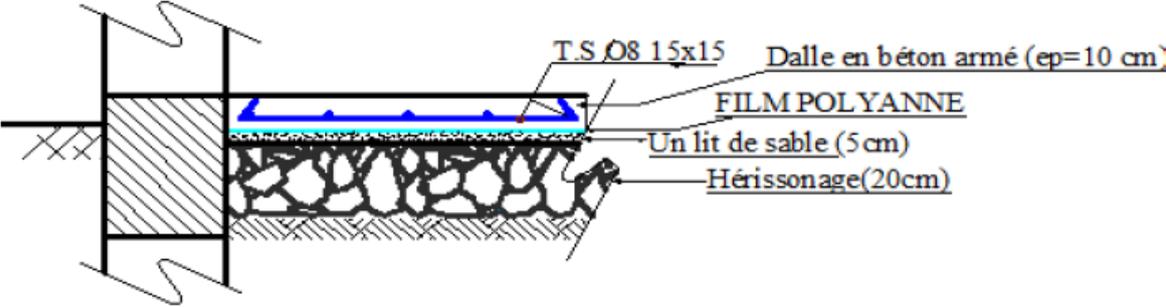
Même si la solidarisation n'est pas exigée dans notre projet, on prévoit des longrines de section pareille à celle des poutres ($b \times h$)=(30x40), ferrillées par une section d'acier minimale $A=0,006 \times b \times h=7.2\text{cm}^2$ (soit 6HA14=9,24cm²)

✚ Schéma de ferrillage**La dalle flottante :**

Le plancher de notre Rez-de-chaussée est constitué par une dalle flottante, vu que notre bâtiment ne comporte pas un vide sanitaire, la dalle flottante n'est pas prise par l'ossature du bâtiment ; elle est uniquement reposée sur le sol qu'on doit remblayer jusqu'au niveau de longrine. Entre les longrines et la dalle flottante, on doit prévoir un joint de 2cm d'épaisseur. Ce joint doit être étanche pour éviter la remontée des eaux. Notre dalle flottante a une épaisseur de 10cm.

Le ferrillage de la dalle flottante est donné forfaitairement par des nappes de treilles de $\Phi 8$.

Répartition des armatures : Soit 6 $\Phi 8$ par mètre dans les deux sens.



Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien-sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur

BIBLIOGRAPHIE

- Règlement Algérien parasismique. (RPA99 /VERSION 2003).
- Règle BAEL 91 modifiée 99.
- DTR BC 2.2 Charges permanentes et charge d'exploitation.
- Des Thèses de master 2 structure des années précédentes.
- Cours du béton armé licence.
- Cours (calcul des ouvrages en béton armé).

Logiciels utilisés

- Logiciel ROBOT 2014.
- AUTO CAD 2016.