

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master professionnel en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

THEME

Etude d'une structure à usage d'habitation à ossature mixte avec l'application d'ETABS



Proposé par : URTO

Dirigé par : M^r AIT AIDER

Etudié par : M^{elle} ATEK OUARDA
M^{elle} AIT ISSAD YAMINA

Année 2012/2013



Remerciements

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr AIT IDDER de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.





Dedicace

***Je dédie ce modeste travail :
Avant tout à mes très chers parent qui m'ont
soutenu et encouragé durant toute ma vie;
A mon très cher mari «RACHID»
et mes très chers sœurs et frères***

***A mes très chères amies «Lydia, fahima,
sonia, ... » ;***

***A ma très chère binôme «ouarda» et sa
famille ;***

***A tout mes camarades de la promotion
2012/2013 ;***

A tous ceux qui me sont très chers.

Yamina



Dedicace

Je dédie ce modeste travail :
Avant tout à mes très chers parents et grand
parents qui m'ont soutenu et encouragé
durant toute ma vie;
A mon très cher frère «Aghiles»
et ma très chère Sœur «Adidi»
A tout mes oncles et tantes maternelles et
paternelles ;
A mes très chères amies
A ma très chère binôme «Amina » et sa famille
;
A tout mes camarades de la promotion
2012/2013 ;
A tous ceux qui me sont très chers.

Ouarda

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	08
Chapitre III : Calcul des éléments	21
Chapitre IV : Modalisation de la structure	85
Chapitre V : Ferrailage des éléments	109
Chapitre VI : Etude du voile périphérique de soutènement	150
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	157
Chapitre VIII : Plans d'exécutions	183

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs en génie civils s'occupent de la conception, et le suivi d'exécution et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

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

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

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9+S-SOL à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.

Présentation de l'ouvrage

I -1- Présentation du projet :

Dans le cadre de projet de fin d'étude , il nous a été confié l'étude des éléments résistants d'un bâtiment **R+9+1S/Sol** à usage d'habitation implanté dans la wilaya d'Alger , zone classée par le **RPA 99 /version 2003**) :

- Comme une zone de forte sismicité (zone III)

1. L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2

- Le site est considéré comme un site meuble (S3)

- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars .

Le bâtiment est constitué d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I -2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

• Longueur totale :	26.20m
• Largeur totale :	18.25 m
• Hauteur totale :	30.60 m
• Hauteur du sous sol 3.06m :	3.06 m
• Hauteur du RDC 3.74m :	3.06 m
• Hauteur d'étage :	3.06 m
• Hauteur de l'acrotère :	0.60 m

I -3- Eléments constituant l'ouvrage :

- ✓ Les plancher de tous les niveaux est les balcons sont en dalle pleine.
- ✓ Les voiles sont en béton armé sur toute la hauteur du bâtiment.
- ✓ Escaliers en béton armé.
- ✓ La maçonnerie :
 - Les murs extérieurs sont en double parois de brique creuse.
 - La paroi interne et la paroi externe sont de *10-15cm* d'épaisseur séparées d'un vide d'air de *5cm* d'épaisseur.
 - Les Cloisons de répartition en brique creuse de *10cm* d'épaisseur.
- ✓ Le revêtement :
 - Du ciment pour les murs de 3cm d'épaisseur.
 - Du plâtre pour les murs interne de 2cm et 3cm pour les plafonds.
 - Carrelage granito pour les planchers et les escaliers de 2 cm d'épaisseur.

Présentation de l'ouvrage

I-4- Caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

I-4-1- Résistance mécanique du béton :

1. Résistance à la compression (BAEL 91, Art. 2-1-11) :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

$f_{c28} = 22\text{MPa}$ facilement atteinte sur les chantiers.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Dans notre projet, elle est prise égale à **25MPa**. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge de « J » jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance « f_{cj} ».

$$\left\{ \begin{array}{l} j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,75 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

2- Résistance à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \text{ on aura } f_{t28} = 2,1 \text{ [MPa]}$$

3 - Contraintes limites de compression :

- La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée

Par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Présentation de l'ouvrage

Avec : θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

$$\text{-Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \begin{cases} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} & \text{en SDT} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{en SA} \end{cases}$$

- La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

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

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

4 - Contrainte limite de cisaillement (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :

$$\text{-- fissuration peu nuisible } \tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{SDT } \bar{\tau}_u = 3.33$$

$$\text{SA } \bar{\tau}_u = 4.35$$

$$\text{-- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP : } \tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{SDT } \bar{\tau}_u = 2.50$$

$$\text{SA } \bar{\tau}_u = 3.26$$

5-Module de déformation longitudinale du béton (BAEL 91, Art. A-2-2-2) :

Le module de déformation « E_{ij} » à l'âge de « j » jour est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Présentation de l'ouvrage

- Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \Rightarrow E_{ij} = 10818.87 \text{ MPa}$$

6-Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

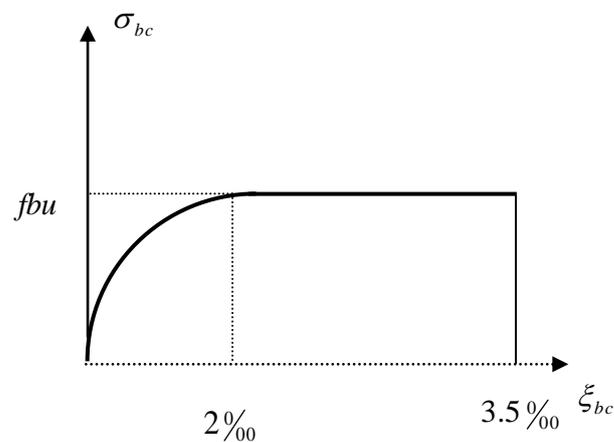
ν : Coefficient de Poisson donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 & \text{Pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

7 - Diagramme contrainte-déformation : (BAEL 91, Art. A-4-3-41) :

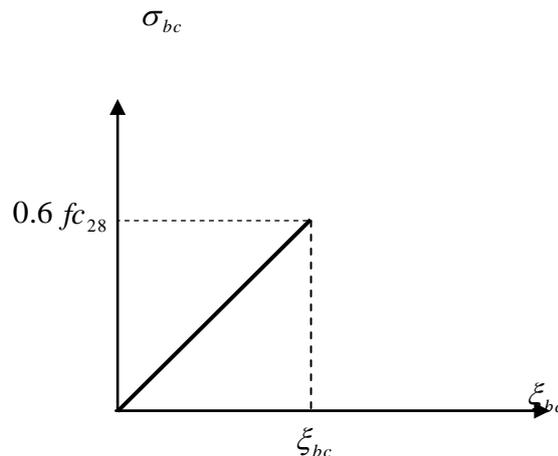
ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 %, on a un diagramme parabole-rectangle.



*** Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU**

ELS :



*** Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS**

I -4-2- ACIERS :

En structure, les barres d'acier mises en œuvre le plus souvent sont torsadées. Elles sont dites à haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants. Les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en œuvre. Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobé de béton et ne soit pas au contact avec le milieu extérieur. Si l'acier vient à rouiller, au contact de l'air humide ou de l'eau, sa section utile (la section d'acier non rouillé) diminue et la résistance de la structure est réduite. Au contraire, la rouille, en gonflant, peut faire éclater le béton et conduire à la ruine de la pièce.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances :

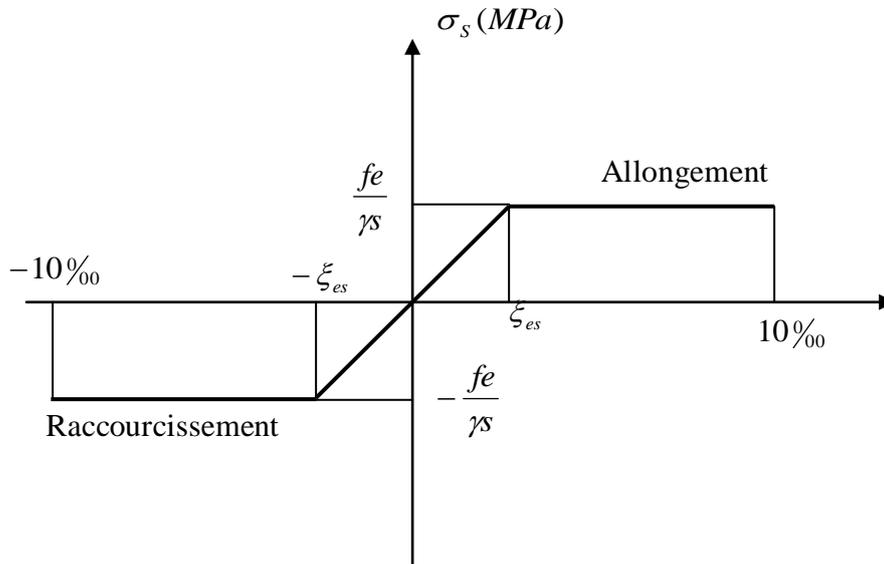
Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE 400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE 215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Caractéristiques des acier utilisé

Présentation de l'ouvrage

a-Etat limite ultime ELU :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation :



Avec :

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$SDT \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{s10} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$SA \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{s10} = 400 \text{ MPa}$$

$$\xi_s : \text{Allongement relatif de l'acier} : \xi_s = \frac{\Delta L}{L}$$

✓ Module d'élasticité longitudinale :

Sa valeur est donnée expérimentalement :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

b-Etat limite de service "E.L.S":

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible (FPN) : $\overline{\sigma}_s = \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 164.97 \text{ MPa}$

Avec η : coefficient de fissuration tel que :

Présentation de l'ouvrage

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \text{ pour des ronds lisses.} \\ \eta=1.6 \text{ pour des aciers H.A} \end{array} \right.$$

I -5- Indication sur les règles de BAEL :

I -5- 1-Définition de l'état limite:

Un état limite est un état particulier au delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types d'états limites :

a - E.L.U. (Etats Limites Ultimes) :

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).
- Formation d'un mécanisme de rotules plastiques.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un de trois pivots A, B ou C.

1. Pivot A (région 1) : Allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$: pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.

2. Pivot B (région 2) : Raccourcissement de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 3,5 \cdot 10^{-3}$: pièces soumises à la flexion simple ou composée.

3. Pivot C (région 3) : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3 \cdot h / 7$ de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$: pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

b- E.L.S. (Etats Limites de Services) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- ✓ Compression excessive du béton ou de traction des aciers : la vérification empêche la formation des fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.
- ✓ Ouvertures excessive des fissures : vérification de la disposition des armatures dans la section.
- ✓ Déformation excessive des éléments porteurs (limitation des flèches) : vérification de la satisfaction de la limite admissible par les déformations.

Pré dimensionnement des éléments

II-1- Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments telle que les planchers, l'acrotère, les escaliers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II -2-Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1.Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet les planchers sont constitués uniquement de dalles pleines.

Dalle pleine :

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

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

L'épaisseur des dalles est déterminée par les conditions suivantes :

• **Condition d'isolation acoustique :**

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits :

-Contre les bruits aériens : $M_{\text{plancher}} \geq 400 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2$
 $e \Rightarrow 16 \text{ cm.}$

-Contre les bruits d'impacts : $M_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$
 $e \Rightarrow 14 \text{ cm.}$

• **Condition de sécurité contre l'incendie :**

- $e=7\text{cm}$: pour 1heure de coup de feu.
- $e=11\text{cm}$: pour 2heures de coup de feu.

• **Condition de résistance à la flexion :**

Calcul de ρ :

Pré dimensionnement des éléments

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable

Toutes les dalles sont appuyées sur 4 cotés, on a :

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

e : épaisseur de la dalle.

❖ Si $\rho < 0,4$: la dalle porte sur un seul sens $\Rightarrow e \geq l_x/30$.

❖ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte sur deux sens $\Rightarrow e \geq l_x/40$.

Dans notre cas on a : $\begin{cases} l_x = 3.60\text{m.} \\ l_y = 4.20\text{ m.} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0,857 \Rightarrow$: la dalle porte sur deux sens.

Donc: $e \geq l_x/40 = 9\text{cm}$.

Conclusion :

$e = \max \{16,14,7,11,9\}(\text{cm})$

On prend une épaisseur de dalle : **e= 16cm**

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons; on adopte une épaisseur :16cm

II.2.2-les poutres :

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

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \mathbf{0.3 h \leq b \leq 0.8 h}$$

L : désigne la plus grande portée libre des poutres.

H : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

- Détermination de "h" :

Si L la plus grande portée entre nues $L = 4.2\text{m}$

-Sous charges verticales : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} < h < \frac{420}{10} \Rightarrow 28 < h < 42\text{ cm}$

-Sous charges horizontales : $h \geq \frac{L}{12} \Rightarrow h \geq 35\text{ cm}$.

On prend **h = 40 cm**.

- Détermination de b :

Pré dimensionnement des éléments

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \quad \Leftrightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

On prend $b = 30 \text{ cm.}$

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA 99 :

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

Vérification des conditions exigées par le RPA :

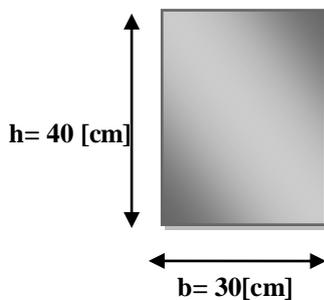
Condition	Poutres longitudinales	Poutres transversales	Vérification
$h \geq 30$ [cm]	40[cm]	40 [cm]	Vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	30[cm]	30 [cm]	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.3	1.3	Vérifiée

Vérification des conditions exigées par le RPA

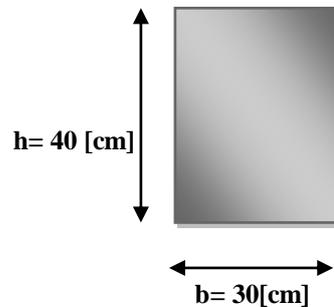
Conclusion :

Afin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivants :

- Poutres longitudinales : $h = 40$ [cm] ; $b = 30$ [cm].
- Poutretransversales: $h = 40$ [cm] ; $b = 30$ [cm].



Poutre longitudinales



poutre transversales

II.2. 3-les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place .Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de charges horizontales

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA)

Pré dimensionnement des éléments

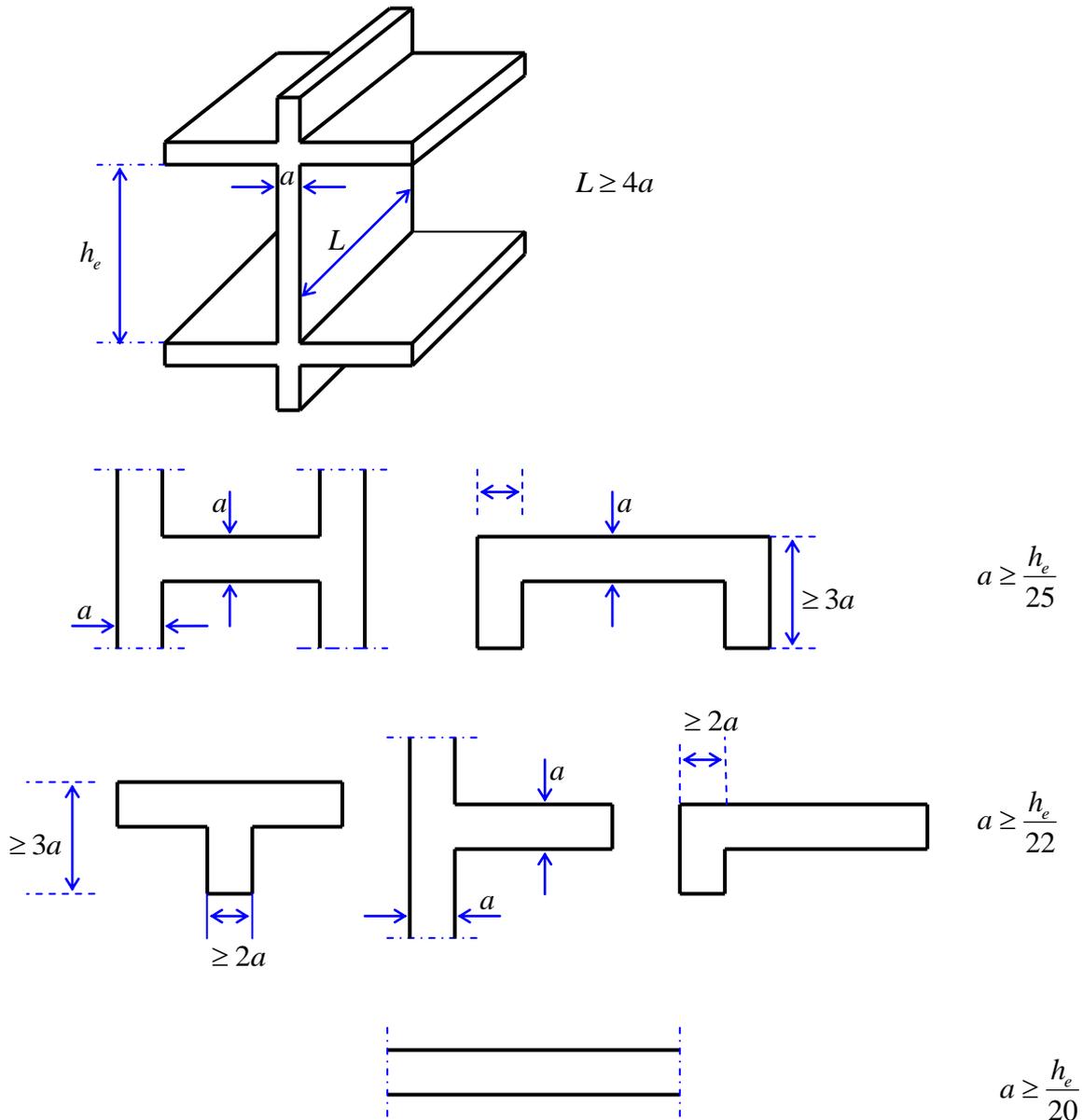
➤ **Épaisseur : [ART 7.7.1/ RPA 2003]**

L'épaisseur minimale des voiles (e) est 15 cm . L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué ci-dessous :

-A partir de la hauteur d'étage he= 3.06 m et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

-L : longueur du voile.

-a : épaisseur du voile.



Pré dimensionnement des voiles

$$a \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e/22 , h_e/20)$$

Pré dimensionnement des éléments

$a \geq \max (15, 11.60, 13.18, 14.5)$

On prend: **a = 20cm.**

II.2.4.les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure.

le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N=G+Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression : $\sigma_{bc}=15[\text{MPa}]$

Détermination des charges et surcharges :

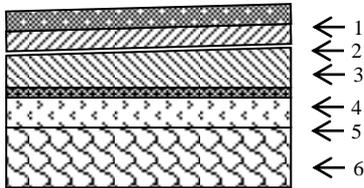
- le poids propre de l'élément.
- la charge du plancher qu'il supporte.
- la part de cloisons réparties qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

• Plancher terrasse inaccessible :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kg/m}^2)$	G (kg/m ²)
1	Couche de protection gravillon	0.05	1800	90
2	- Etanchéité multicouche	0.12	2200	264
3	Béton de pente	0.12	2200	264
4	Isolation thermique en liège	0.04	40	1.6
5	Poids propre de la dalle	0.16	2500	400

Pré dimensionnement des éléments

6	<i>Enduit de plâtre</i>	<i>0.03</i>	<i>1000</i>	<i>30</i>
				<i>Gt=787.6</i>



(fig.01)

Tableau 1 : Détermination de la charge permanente du Plancher terrasse inaccessible

• Plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	<i>Revêtement en carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>2200</i>	<i>44</i>
2	<i>Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>2000</i>	<i>40</i>
3	<i>Couche de sable</i>	<i>0.03</i>	<i>1700</i>	<i>51</i>
4	<i>Poids propre de la dalle</i>	<i>0.16</i>	<i>2500</i>	<i>400</i>
5	<i>Enduit de plâtre</i>	<i>0.03</i>	<i>1000</i>	<i>30</i>
6	<i>Cloisons intérieures</i>	<i>0.01</i>	<i>-</i>	<i>100</i>
				<i>Gc=665</i>



(fig.02)

Tableau 2 : Détermination de la charge permanente du Plancher d'étage courant.

• Balcon :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	<i>Carrelage granito</i>	<i>0.02</i>	<i>2200</i>	<i>44</i>
2	<i>Lit de sable</i>	<i>0.03</i>	<i>1700</i>	<i>51</i>
3	<i>Poids propre de la dalle</i>	<i>0.16</i>	<i>2500</i>	<i>400</i>

Pré dimensionnement des éléments

4	Enduit ciment	0.03	1800	54
5	Chappe	0.02	2000	40
6	cloison de répartition	-	-	100
				$G_b = 689$

Tableau 3: Détermination de la charge permanente du balcon

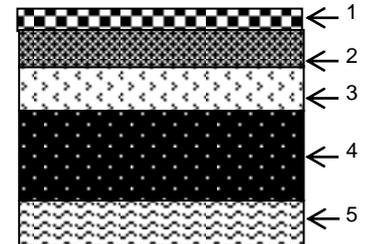


fig.03

- **Garde corps :**

En prenant une hauteur de garde corps égale à 1 m

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Poids propre brique creuse	0.1	900	90
2	Enduit ciment extérieur	0.03	1800	54
3	Enduit ciment in	0.02	1800	36
				$G_{gd} = 180$

Tableau 4: Détermination de la charge permanente du garde corps

- **Maçonnerie :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Parois (brique creuse)	0.10	900	90
2	Parois intérieures (brique creuse)	0.15	900	135
3	Enduit plâtre	0.02	1000	20

Pré dimensionnement des éléments

4	Enduit ciment	0.03	1800	54
				G_{maç}=299

Tableau 5: Détermination de la charge permanente du garde corps

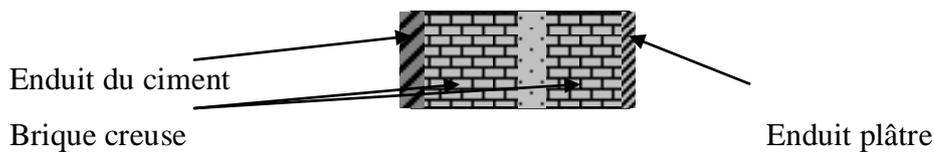
Nous avons : la hauteur de la maçonnerie “h_{maç}” égal à :

$$h_{\text{maç}} = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m.}$$

$$G_{\text{maç}} = 299 \times 2.66 = 795.34 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{maç}} = 795.34 \text{ kg/ml}$$

-Murs extérieur :



Voile :

Voile en béton armé.....0,2.2500 = **500 kg/m²**.

➤ *Surcharge d'exploitation :*

<i>Eléments</i>	<i>Surcharge (kg/m²)</i>
<i>Plancher terrasse inaccessible (Qt)</i>	<i>100</i>
<i>Plancher d'étage courant (Qc)</i>	<i>150</i>
<i>Palier Qp</i>	<i>250</i>
<i>Escalier Qv</i>	<i>250</i>
<i>Balcons (Q_{balcons})</i>	<i>350</i>

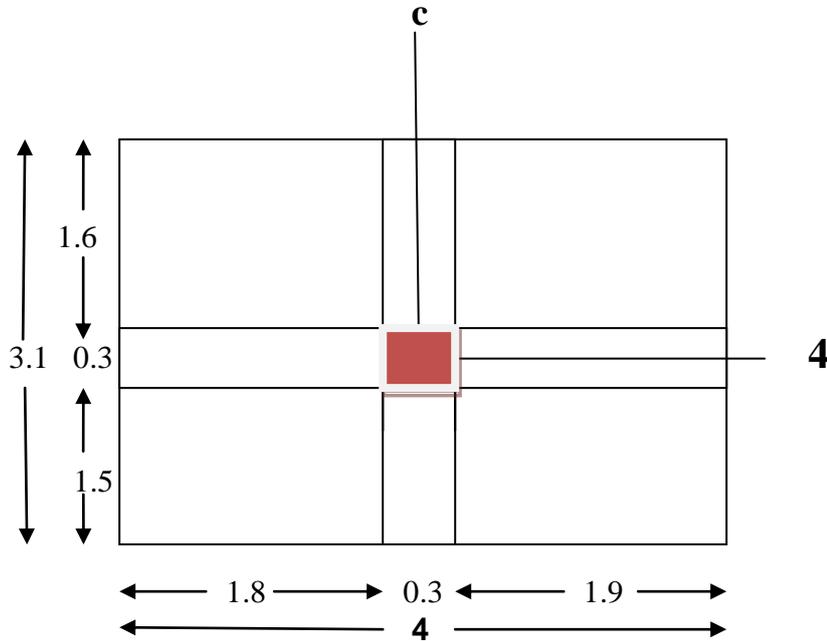
Tableau 6 : Détermination de la charge d'exploitation

Pré dimensionnement des éléments

Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau C4 est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge

Le poteau le plus sollicité est : C4



a) Surface d'influence :

- *Surface nette:*

$$S_n = (1.80 + 1.9) (1.5 + 1.6)$$

$$S_n = 11.47 \text{ m}^2$$

- *Surface brute:*

$$S_b = 4 * 3.4$$

$$S_b = 13.6 \text{ m}^2$$

b) Calcul du poids propre des éléments :

Le poids propre des poutres:

- **Poutres longitudinales :**

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{pp1} = (0.30 \cdot 0.40) \cdot 1.9 \cdot 25 = 5.7 \text{ KN}$$

$$P_{pp2} = (0.30 \cdot 0.40) \cdot 1.8 \cdot 25 = 5.4 \text{ KN}$$

$$P_{pp} = P_{pp1} + P_{pp2} = 11.1 \text{ KN}$$

- **Poutres transversales :**

$$P_{ps1} = (0.30 \cdot 0.4) \cdot 1.8 \cdot 25 = 5.5$$

$$P_{ps2} = (0.30 \cdot 0.4) \cdot 1.5 \cdot 25 = 4.5 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = P_{ps1} + P_{ps2} = 5.5 + 4.5 = 10 \text{ KN}$$

- **Le poids totale :**

$$P_{tot} = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_{tot} = 11.1 + 10 = 21.1 \text{ KN}$$

Pré dimensionnement des éléments

c) Le poids propre des planchers :

- Plancher « terrasse inaccessible » :

$$P_{PT} = 13.6.7.87 = 107 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant

$$P_{PC} = 13.6. 6.65 = 90.4 \text{ KN}$$

d) Calcul des surcharges d'exploitations :

- Plancher « terrasse inaccessible » :

$$Q_{PT} = 13.6. 1 = 13.6 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$Q_{PC} = 13.6. 1.5 = 20.4 \text{ KN}$$

NIV	Charge permanente (KN)					Charge d'exploitation (KN)		Effort normal (KN)	Section (cm)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Q	Qc	$N=Gc+Q_c$	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	$S_{adopté}$
RDC	90.4	21.1	15.49	127	1286.6	20.4	197.2	1483.8	989.2	45x45
S.SOL	90.4	21.1	15.49	127	1413.6	20.4	217.6	1631.2	1087.4	45x45

5-vérification du dimensionnement :

- Poteaux intérieurs

On prend le poteau plus sollicité est (C.4)

$$S_{plancher} = \left(\frac{4,5 + 3,3}{2} \right) \times \left(\frac{3,40 + 3,65}{2} \right) = 13,747 \text{ m}$$

$$N_G = (1,1N_{GT} + 1,1N_{GEC} \times n + 1,1N_{GRDC}) \times 15\% S.$$

$$N_G = (1,1 \times 787.6 + 1,1 \times 665 \times 9 + 1,1 \times 665) \times 15\% \times 13,747.$$

$$N_G = 1.30 \text{ MN.}$$

$$N_Q = \left[\left(Q_{terrasse} + Q_{E.C} \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 4 \times 0.5) + Q_{RDC} \right) \times 10\% S \right]$$

$$N_Q = \left[\left((100 + 150 \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 4 \times 0.5)) + 150 \right) \times 1.15 \times 13.747 \right]$$

$$N_Q = 0.182 \text{ MN.}$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 (1.40) + 1.5 (0.20) = 2.03 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow Br \geq 0.132 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow a \geq 0.38 \text{ m}$$

Pré dimensionnement des éléments

Poteaux de rives

On prend le poteau plus sollicité est (D.6)

$$N_G = N_{G \text{ plancher}} + N_{G \text{ maç}} + N_{G \text{ balcon}} + N_{G \text{ acr}} + N_{\text{garde corps.}}$$

$$N_{G \text{ plancher}} = (1,1 \cdot G_T + 1,1 \cdot G_{ec} 10) \cdot S_P + ((1,1 \cdot G_B \cdot 9 + 1,1 \cdot G_{BT}) S_B)$$

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{3,9}{2}\right) \times \left(\frac{4 + 4,5}{2}\right) = 8,29 m^2$$

$$S_B = \left(\frac{4,5 + 4}{2}\right) \times 1,4 = 5,95 m^2$$

$$\Rightarrow N_{G \text{ plancher}} = 0,678 MN$$

$$N_{G \text{ balcon}} = 0,457 MN$$

- $N_{G \text{ maç}} = G_{\text{maç}} \times L \times n$

$$L = 2 + 2 \cdot 2,25 + 1,4 = 5,65 \text{ m.}$$

$$N_{G \text{ maç}} = 795,34 \times 5,65 \times 9 = 0,404 MN$$

- $N_{G \text{ acr}} = G_{\text{acr}} \times L$

$$= 211,01 \times 4,25 = 896,79 \text{ kg}$$

- $N_{\text{garde corps}} = G_{\text{garde corps}} \times L \times n$

$$= 180 \times 2 \times 9 = 3240 \text{ kg}$$

Nous avons : $N_G = \sum N_{Gi}$

$$\Rightarrow N_G = 1,58 MN$$

$$N_Q = [[(Q_{\text{terrasse}} + Q_{E.C} \times (1 + 0,9 + 0,8 + 0,7 + 0,6 + 4 \times 0,5) + Q_{RDC}) S_P + (9Q_B + Q_{BT}) \times S_B]]$$

$$N_Q = 0,29 MN.$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 (1,58) + 1,5 (0,29) = 2,568 MN.$$

$$\Rightarrow Br \geq 0,167 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow a \geq 0,43 \text{ m.}$$

Conclusion :

On opte pour des poteaux de (45x45) pour tous les niveaux.

Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

<i>poteaux</i>	<i>Conditions exigées par RPA</i>	<i>Valeur calculée</i>	<i>observation</i>

Pré dimensionnement des éléments

45x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Vérification au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivant :

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

Avec :

λ : élancement du poteau

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 \cdot l_0$)

I : rayon de giration (I/B)^{1/2}

S : Section transversale du Poteau ($B = a \times b$)

L_0 : longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = 2.42 L_0 / b$

➤ Poteau (S-SOL ,RDC.1.2.3.4.5.6.7.8.9.) :

$$l_f = 0.7 L_0 = 0.7 \cdot 4 = 2.8 \text{ m}$$

$$I = b h^3 / 12 = 0.45 \times 0.45^3 / 12 = 3.41 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0.45^2 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$i = (3.41 \cdot 10^{-3} / 0.20)^{1/2} = 0.131 \text{ m}$$

donc : $\lambda = 2.8 / 0.131 = 21.44 < 50$ condition vérifiée.

tous les poteaux vérifient la condition de non flambement

CONCLUSION :

- Pré dimensionnement des planchers en dalles pleines : ht = 16cm
- Pré dimensionnement des balcons : ht = 16 cm
- Pré dimensionnement des voiles : ht = 20cm.
- Pré dimensionnement des poteaux pour tous les niveaux : (45x45) cm².
- Pré dimensionnement des poutres longitudinales et transversales :(30x40)cm².

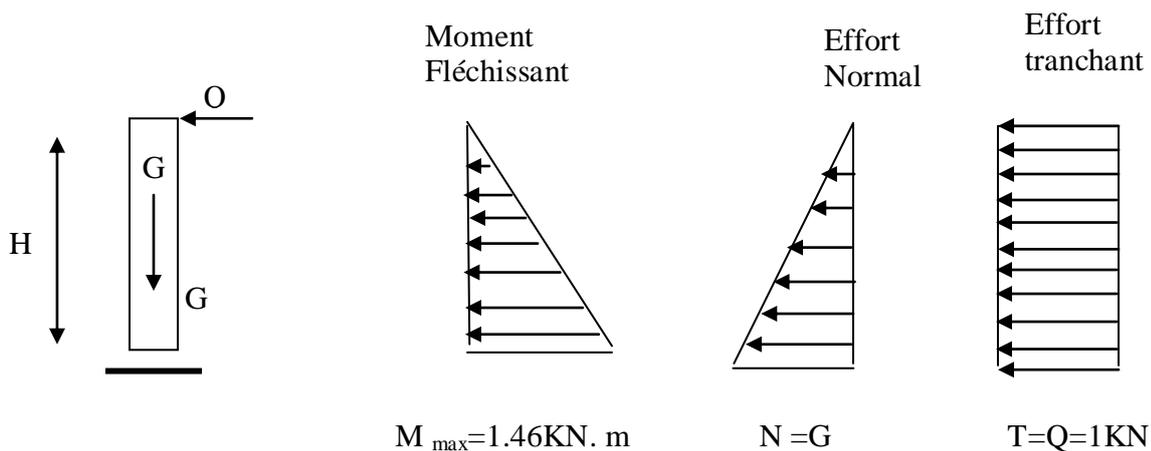
III. INTRODUCTION :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement et au ferrailage des éléments structuraux secondaires tels que l'acrotère, les planchers et les escaliers.

III.1 Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui joue le rôle d'un garde corps, il est exposé aux intempéries, le bâtiment prévoit un acrotère de type standard il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse pour protéger le gravier contre toute poussée du vent.

➤ Schéma statique :



Détermination des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre :

$$N = S \times \rho \times 1 \text{ m}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S : section transversal.

$$S_{\text{acr}} = 0,1 \cdot 0,4 + (0,1 + 0,07) \cdot 0,22 / 2.$$

$$\Rightarrow S_{\text{acr}} = 0,0587 \text{ m}^2.$$

$$G_{\text{acr}} = 0,0587 \times 2500.$$

Calcul del'acrotère

$G_{acr} = 146,75 \text{ kg/ml}$.

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1.46 \text{ KN/ml}$$

Effort horizontal :

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

Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$M = Q \times H \times 1 \text{ m}$.

$$M = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ m} = 0,6 \text{ kn} \times \text{m}$$

$$\Rightarrow M = 0,6 \text{ kn.m}$$

Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ KN}$$

Combinaison de charges:

➤ **ELU** : la combinaison de charges est:

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1.46 = 1.98 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,60 = 0.9 \text{ KN.m}$

➤ **ELS** : la combinaison de charges est:

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1.46 \text{ KN}$

- Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

Ferrailage :

❖ **Calcul des armatures à L'ELU:**

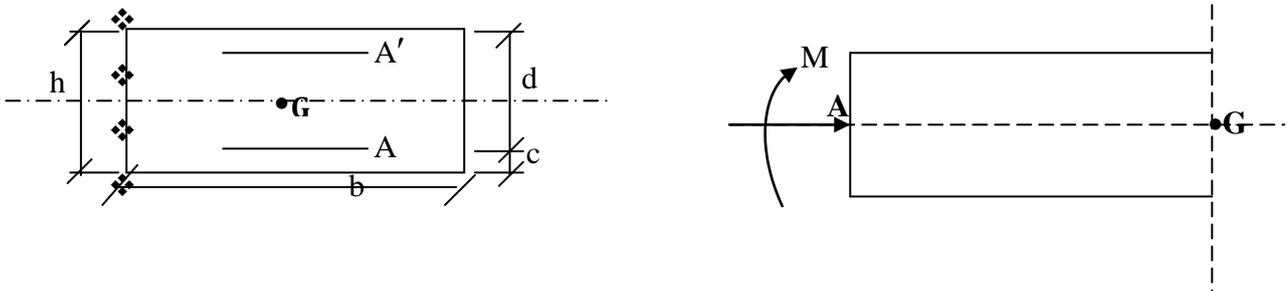


Fig.3.1.3 Schéma de calcul de l'acrotère

h :(épaisseur de la section)=10cm.

b:(largeur de la section)=100cm.

et **c** :(enrobage)=3cm.

d:(la hauteur utile) : $h - c = 7 \text{ cm}$.

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{1.98} = 45.5 \text{ cm}$$

Calcul del'acrotère

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

a) Calcul en flexion simple:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 1.46 \times (0.455 + 0.02) = 0.69 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$u_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \left(\frac{0.69 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} \right) = 0.009$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{C28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_t = 0.392$ La section est simplement armée

$$U_f = 0.009 \Rightarrow \beta = 0.995$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.69 \times 10^3}{0.995 \times 7 \times 348} = 0.28 \text{ m}^2 = 28 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_R = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.28 - \frac{1.46 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_R = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL 99/Art .A.2.4.1]

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_S - (0.455 \times d)}{e_S - (0.185 \times d)} \right]$$

Calcul de l'acrotère

Avec :

$$e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,46} = 0,41 \text{ m} = 41 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{41 - (0,455 \times 7)}{41 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,80 [\text{cm}^2] \geq A_R = 0,24 [\text{cm}^2]$$

➤ **Conclusion :**

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

$$A_U = A_{\min} = 0,80 [\text{cm}^2 / \text{ml}]$$

Soit : $A_U = 4\text{HA}8 = 2,01 [\text{cm}^2 / \text{ml}]$ avec un espacement de 25 [cm]

Vérification de S_t :

$$S_t \leq \min \{3h_t ; 33[\text{cm}]\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 [\text{cm}] \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 [\text{cm}^2 / \text{ml}]$$

Soit : 4HA8=2.01 avec un espacement de $S_t = 15$ [cm]

Vérification de S_t :

$$S_t \leq \min \{2h_t ; 45[\text{cm}]\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 [\text{cm}] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 [\text{MPa}] \right) = 2,5 [\text{MPa}] ;$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 [\text{KN}]$$

Calcul del'acrotère

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,021 [\text{MPa}]$$

c) Vérification de l'adhérence des barres: (BAEL91, modifié 99 art 6.13)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellent droit= $\begin{cases} 1,5 \rightarrow \text{HA} \\ 1 \rightarrow \text{rond lisse} \end{cases}$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,04 [\text{cm}]$$

n: nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,04} = 0,23 [\text{MPa}]$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 0,23 [\text{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3,15 [\text{MPa}] \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS:

a) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Calcul de l'acrotère

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow B_1 = 0.789$$

$$\Rightarrow K_1 = 8.7$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d . A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.789 \times 70 \times 201} = 54.04 [MPa]$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54,04}{8.70} = 6.21 [MPa]$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.21 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 . f_{T28} = 0.6 \times 25 = 15 [MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans les aciers:

On doit vérifier que: $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_u} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [(226,67, 201,63)] = 201,63 [MPa]$$

$$\sigma_s = 54.04 [MPa]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 [MPa] \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec: } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0214 [MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 [MPa] \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 [MPa] \right\} = 2,5 [MPa]$$

$$\tau_u = 0,0214 [MPa] < \bar{\tau}_u = 2,5 [MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

. Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

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

Calcul del'acrotère

A : coefficient d'accélération de zone dans notre cas $A=0,25$ (Zone III, groupe d'usage 2)

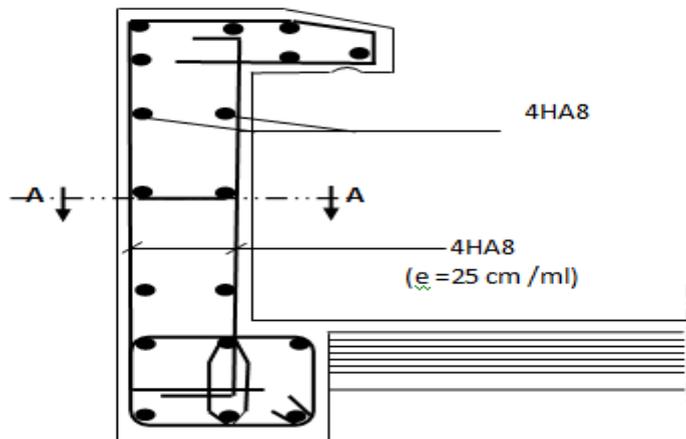
C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,465 [KN/ml]

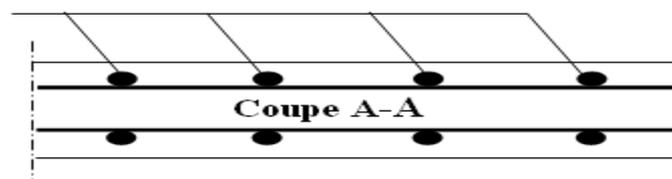
$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,46 = 1,16$ [KN/ml] < $Q = 1,2$ [KN/ml] \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Avec : $Q = 1,20$ kn/ml

Schémas de ferrailage :



4HA8 (e=25cm/ml)



Calcul des balcons

1)- Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,50m

- Un garde de corps de hauteur $h = 1$ m, en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l}{10}; \quad e \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm} \quad \text{On prend } e = 16\text{cm}$$

Soit $e = 15$ [cm]

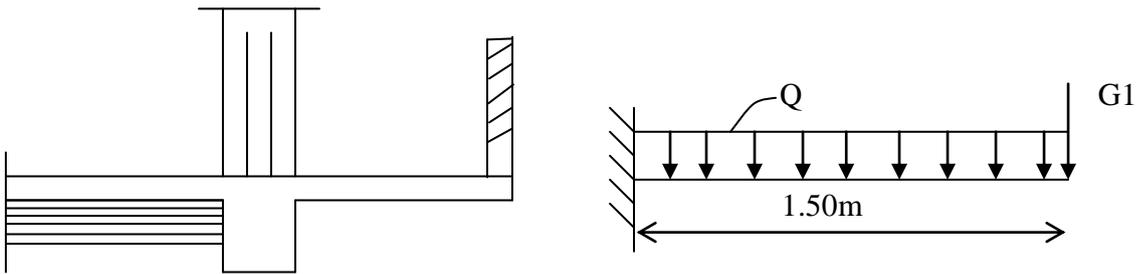


Schéma statique du balcon

III.3.1. Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

1 Les charges permanentes :

Les charges permanentes revenant au balcon.

<i>N°</i>	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>ρ(kg/m³)</i>	<i>G (kg/m²)</i>
1	Carrelage granito	0.02	2200	44
2	Lit de sable	0.03	1700	51
3	Poids propre de la dalle	0.16	2500	400
4	Enduit ciment	0.03	1800	54
5	Chappe	0.02	2000	40
6	cloison de répartition	-	-	100
				Gb= 689

Calcul des balcons

• Charge concentrée (garde-corps):

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
Poids propre brique creuse	0.1	900	90
Enduit ciment extérieur	0.03	1800	54
Enduit ciment intérieur	0.02	1800	36
			G2= 180

Charges permanentes:

$$G=6.89 \text{ [KN/ml]}$$

b- charge concentrée :

Poids propre du garde corps.....G₁=1.80 [KN].

Charge due à la main couranteQ=1 [KN]

c- surcharge d'exploitation:Q=3,5 [KN/ml].

III.3.2.Calcul à l'état limite ultime

Le balcon travaille en flexion simple.

III.3.2.1. Combinaison de charges:

- Dalle: $q_{u1}=(1,35G+1,5Q).1\text{m}=1,35 \times 6.89+1,5 \times 3,5=14.5 \text{ [KN/ml]}$.
- Garde corps: $q_{u2}=(1,35G_1).1\text{m}=1,35 \times 1.80=2,43 \text{ [KN/ml]}$

a l'ELS :

- Dalle : $q_{s1} = (G + Q) \times 1\text{m} = (6.89 + 3.5) \times 1\text{m} = 10.39 \text{ KN/ml}$

- Garde corps : $q_{s2} = G \times 1\text{m} = 1.80 \times 1\text{m} = 1.80 \text{ KN/ml}$.

Calcul des moments de l'encastrement :

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{14.5 \times 1.50^2}{2} = 16.31 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 2.43 \times 1.50 = 3,64 \text{ KN.m}$$

Calcul des balcons

⇒ Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 16.31 + 3.64 = 19.95 \text{ kN.m}$$

Moment Flechissant :

• Le moment provoqué par la charge q_{S1} est :

$$M_{q_{S1}} = \frac{q_{S1}}{2} l^2 = \frac{10.39 \times 1.50^2}{2} = 11.68 \text{ KN.m}$$

• Le moment provoqué par la charge q_{S2} est :

$$M_{q_{S2}} = q_{S2} \times l = 1.8 \times 1.50 = 2.7 \text{ KN.m}$$

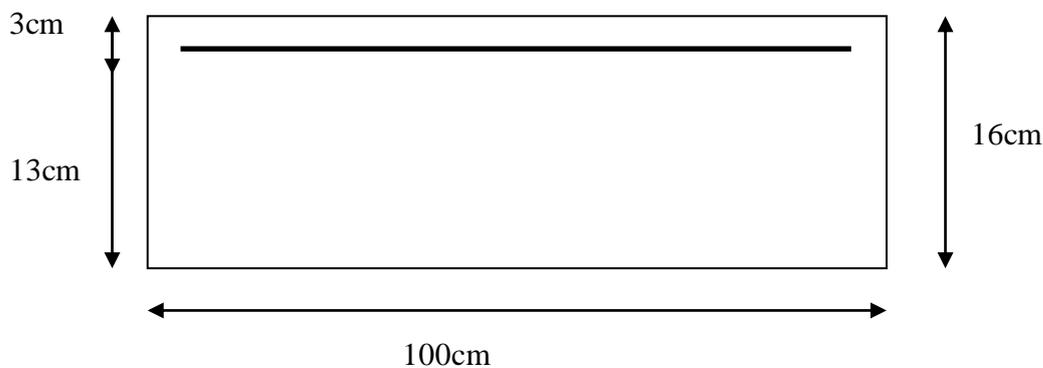
- Le moment total agissant aura la valeur:

$$M_s = M_{q_{S1}} + M_{q_{S2}} = 11.68 + 2.7 = 14.38 \text{ KN.m}$$

III.3.2.2. Calcul des armatures à l'ELU :

➤ Armatures principales:

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.95 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392$$

⇒ section simplement armée

$$\mu_u = 0.083 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.95 \times 10^3}{0.956 \times 13 \times 348} = 4.61 [\text{cm}^2]$$

Soit 6HA12 = 6.78 [cm²] avec un espacement $S_t = 15$ [cm].

Calcul des balcons

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.7[\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14[\text{cm}^2] \quad \text{avec } S_t = 25[\text{cm}]$$

III.3.2.3. Vérification à l'ELU

a)- Vérification de la condition de non fragilité: (Art 4.21/BAEL 91).

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56[\text{cm}^2]$$

$$A = 5.65[\text{cm}^2] > A_{\min} = 1.56[\text{cm}^2] \implies \text{condition vérifiée.}$$

b)- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 14.5 \times 1,50 + 2.43 = 24.18[\text{KN}].$$

$$\tau_u = \frac{24.18.10^3}{1000.130} = 0,186[\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1.f_{c28}, 4[\text{MPa}]\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \implies Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c)- Vérification de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226.08 [\text{mm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{24.18.10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 0.91[\text{MPa}]$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15[\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d)- Longueur de scellement : (ArtA.6.1, 253 BAEL 91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

Calcul des balcons

$$L_s = \frac{12.400}{4 \times 2,835} = 420[\text{mm}] \Rightarrow \text{soit: } L_s = 42[\text{cm}]$$

\implies Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 17[\text{cm}]$.
Soit $L_a = 17[\text{cm}]$.

c)- Ecartement des barres :

- ◆ Armatures principales:
 $e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = (30, 25\text{cm}) = 25[\text{cm}] \implies$ **condition vérifiée** .
- ◆ Armatures de répartition:
 $e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25[\text{cm}] \implies$ **condition vérifiée**.

III.3.3. Calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La section est rectangulaire.
- ✓ La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20\text{cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{19.95}{14.38} = 1.40$$

$$\mu = 0.083 \implies \alpha = 0,1099 < \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$
$$= \min \{ 266,66, 201,63 \} = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Valeur de β_1 :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{h \cdot d} \implies \rho = \frac{100 \cdot 6.78}{100 \cdot 13} = 0,52 \implies \beta_1 = 0.892$$

Calcul des balcons

Alors :

$$\sigma_{st} = 14.38 \times 10^6 / 0.892 \times 130 \times 6.78 \times 10^2 = 182.90 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

III-3-5-3 Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

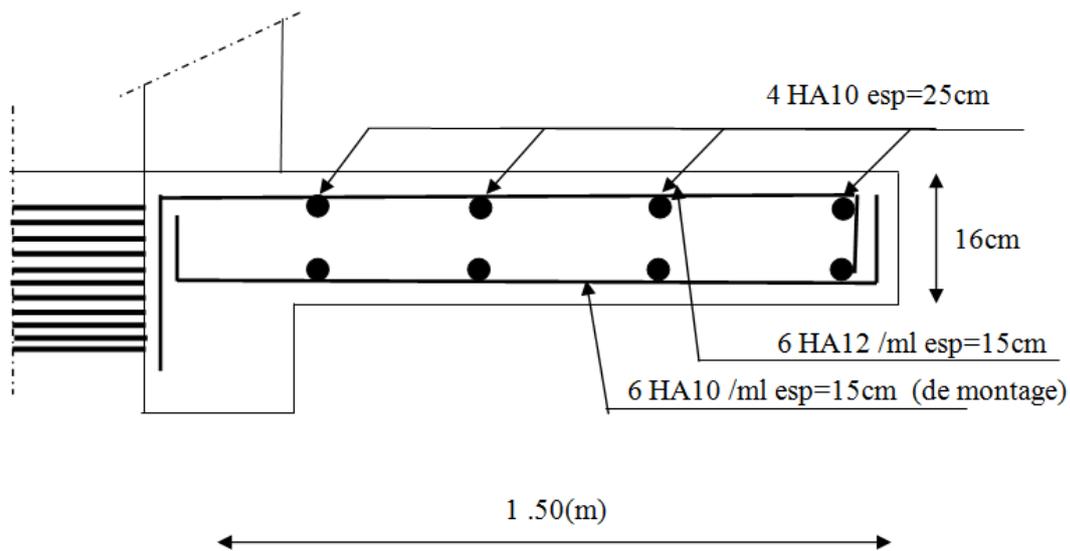
1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{150} = 0,106 > 0,0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{150} = 0,106 > \frac{14.38}{10 \times 14.38} = 0,1 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0,0052 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma du ferrailage :



III-5-2-Calcul de l'escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'embranchement (E) :** représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

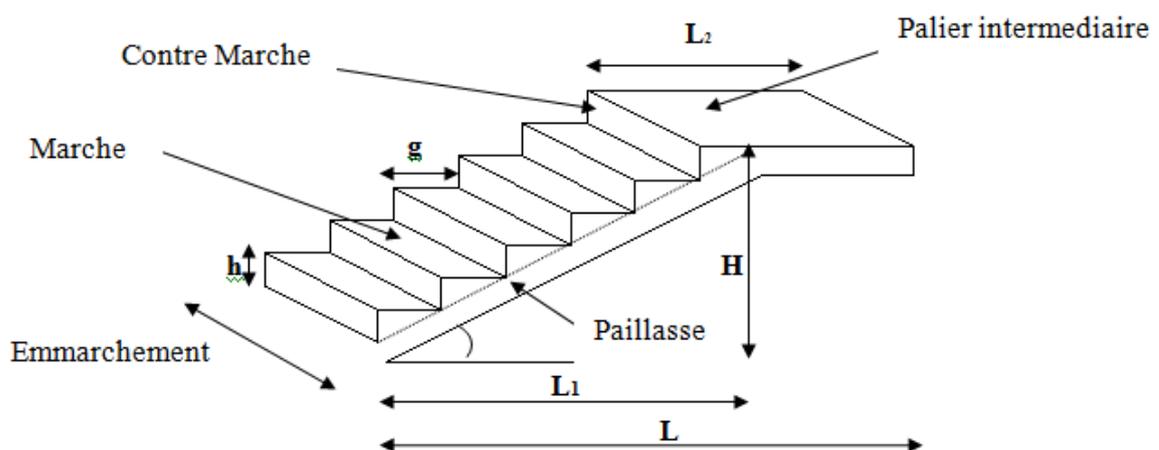


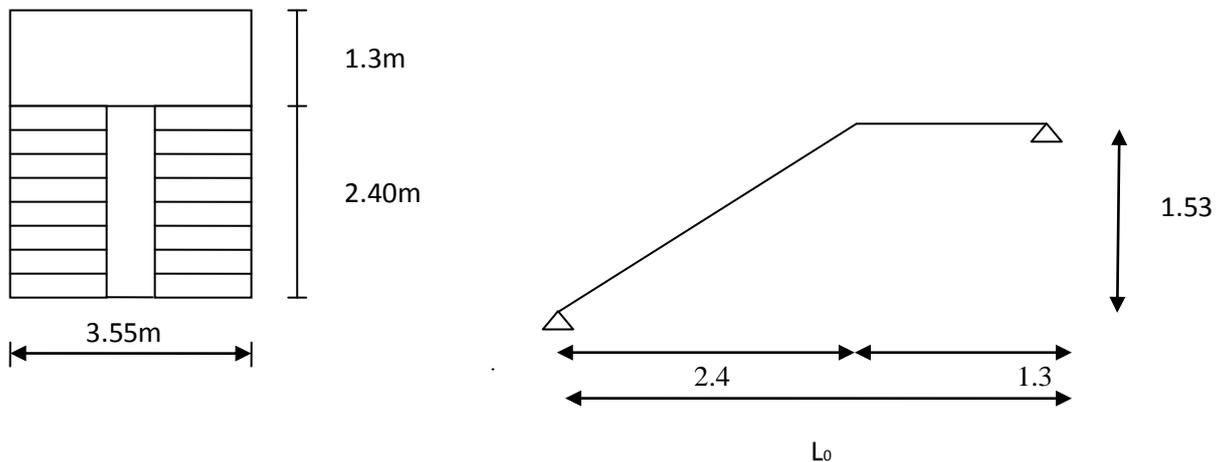
Schéma statique de l'escalier

Calcul des escaliers

III-5-2-1-Pré dimensionnement :

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Tous les escaliers des différents niveaux sont schématisés de la façon suivante :



Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a- La hauteur des marches :

- h : hauteur de la contre marche ($14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$)
- g : giron de la marche avec $g \geq 23 \text{ cm}$
- Condition de BLONDEL : ($59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$)

On prend h égal à 17cm

b - Calcul du nombre de contre marches :

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches}$$

c - Calcul du nombre de marches :

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

$$\text{Donc la nouvelle hauteur } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Calcul des escaliers

Avec :

-Hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53$ m

-Largeur de la volée : 2.40 m.

D - Calcul de la hauteur du giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm.}$$

On prend $g = 30$ cm.

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL

E - Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

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

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

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

III-5-2-2- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

A- La paillasse

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32,52 \Rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = L_1 / \cos \alpha = 284,62 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284.62 + 130 = 414,62 \text{ cm}$$

$$\frac{414,62}{30} \leq ep \leq \frac{414,62}{20} \Leftrightarrow 13,82 \leq ep \leq 20,731$$

Calcul des escaliers

Donc on adopte une épaisseur : $e_p = 20\text{cm}$

Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'embranchement et une bonde de 1m de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des deux paliers.

Charges permanentes :

Palier :

<i>N</i>	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	$\rho(\text{kg/m}^3)$	<i>G (kg/m²)</i>
1	<i>poids propre du palier</i>	0.15	2500	0.85
2	<i>Lit de sable</i>	0.03	1700	0.12
3	<i>Chappe</i>	0.02	2000	1.80
4	<i>Carrelage</i>	0.02	2200	0.01
5	<i>Enduit ciment</i>	0.02	1800	0.16
				546

Paillasse :

<i>N°</i>	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	$\rho (\text{kN/m}^3)$	<i>G (kN/m²)</i>
1	<i>Poids propre de la paillasse</i>	0.15	2500/cosa	431.03
2	<i>Poids propre de la marche</i>	0.17	2200/2	187
3	<i>Chappe</i>	0.02	2000	40
4	<i>Carrelage</i>	0.02	2200	44
5	<i>Enduit ciment</i>	0.02	1800	36
				<i>Gv =738.03</i>

Calcul des escaliers

Charge d'exploitation :

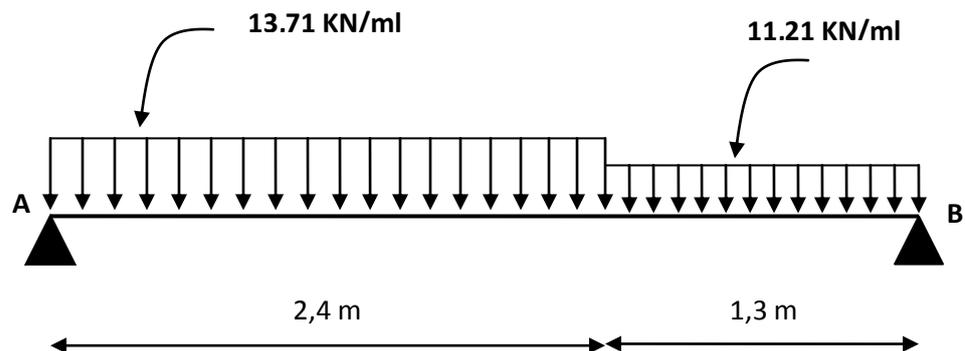
Palier : $Q = 250 \text{ Kg/ml}$

Paillasse : $Q = 250 \text{ Kg/ml}$

Combinaison de charges :

	ELU: $1,35G+1,5 Q$ [KN/ml]	ELS: $G+Q$ [KN/ml]
Palier	11.21	7.96
Paillasse	13.71	9.88

Calcul a l'ELU :



Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B - q_{\text{paillasse}} \times 2.4 - q_{\text{palier}} \times 1.3 = 0$$

$$R_A + R_B = 13.71 \times 2.4 + 11.21 \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 47,47 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_A \times 0 - q_{\text{paillasse}} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) - q_{\text{palier}} \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.4\right) + R_B \times (3,7) = 0$$

$$R_a = 24,78 \text{ kN}$$

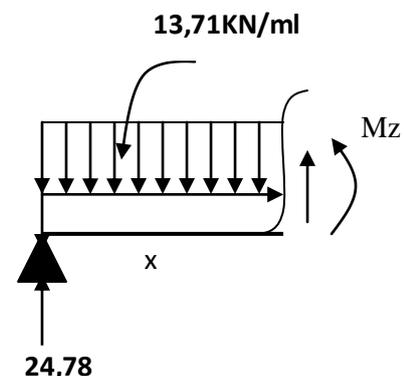
$$R_b = 22,68 \text{ KN}$$

Moment fléchissant et effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 13,71x - 24,78$$

$$\sum M/G = 0 \Leftrightarrow M_z = 24,78x - 6,85x^2$$



Calcul des escaliers

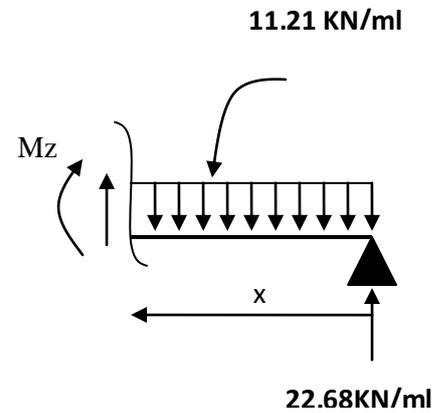
X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-24,78	0
2,4	8,124	20,02

$0 \leq x \leq 1,3$:

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 22,68 - 11,21x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 22,68x - 5,60x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	22,68	0
1,3	8,10	20,02

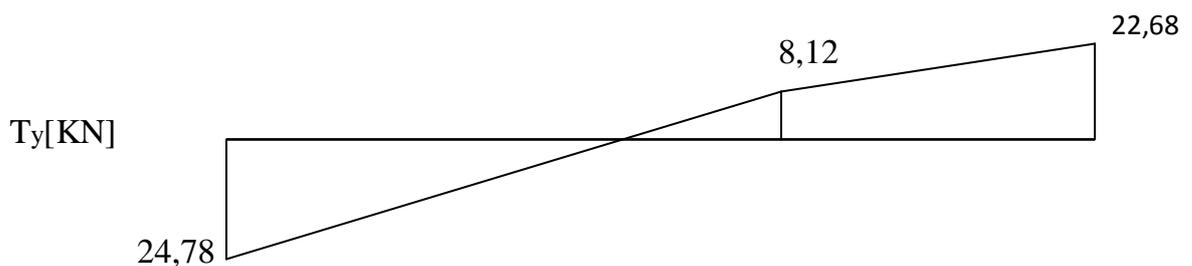
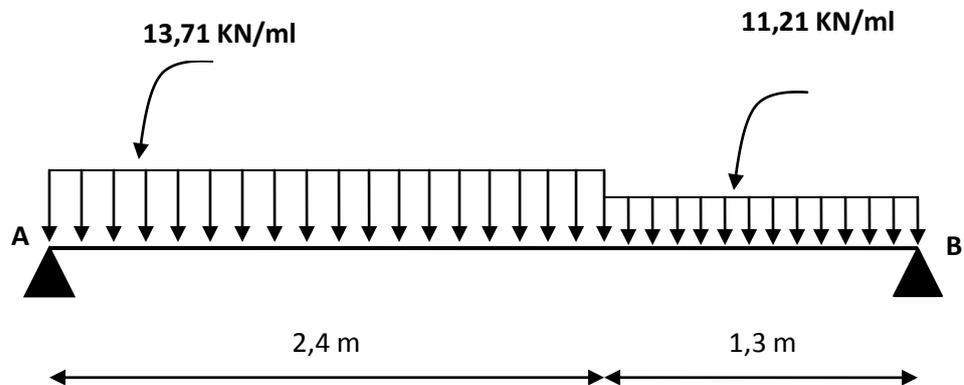


Calcul de M_{max} :

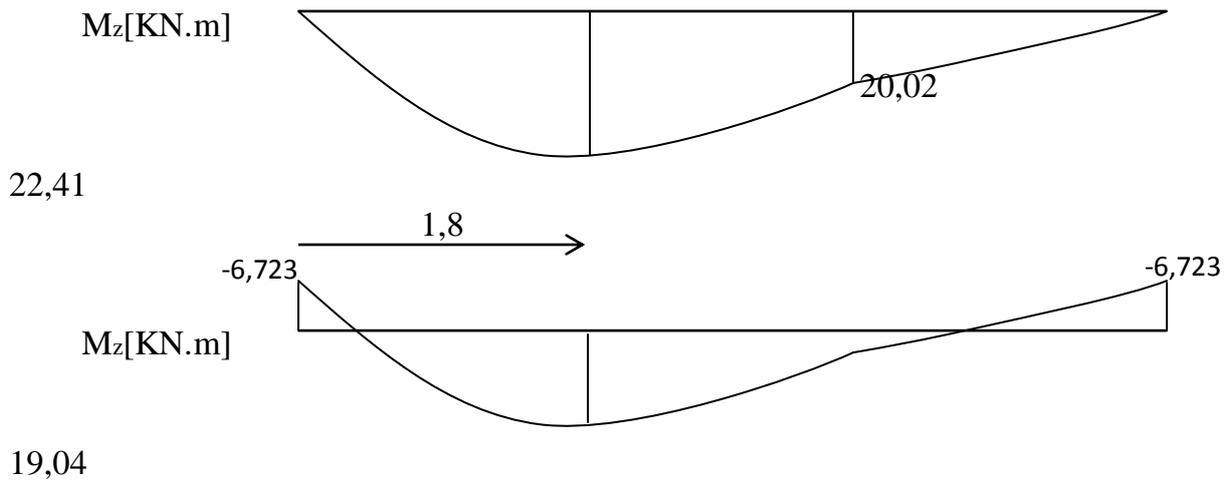
$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 13,71x - 24,78 = 0 \Rightarrow x = 1,8 \text{ m}$$

$$M_z(1,8) = 22,41 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_y = R_a = 24,78 \text{ KN}$$



Calcul des escaliers



Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée par des coefficients réducteurs :

- Aux appuis : $M_u^{app} = -0,3 M_{max}$

- En travée : $M_u^t = 0,85 M_{max}$

$M_A = M_B = 6,723 \text{ KN.m}$

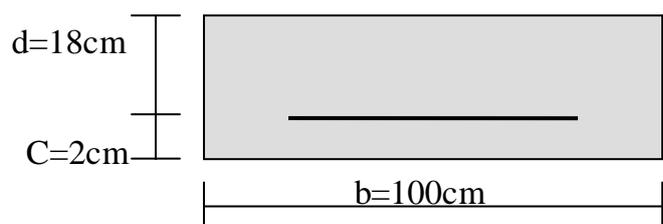
$M_t = 19,04 \text{ KN.m}$

Ferraillage :

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$



M : Moment réactif.

f_{bc} : Contrainte caractéristique du béton.

b, d : Dimensions de la section.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} = 14,2 \text{ MPa}$$

Calcul de la section d'armature :

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}, \text{ avec } \sigma_{st} : \text{contrainte limite de l'acier tendu.}$$

Calcul des escaliers

Armatures principales :

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,723.10^3}{100.18^2.14,2} = 0,014$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,723.10^3}{0,993.18.348} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19,04.10^3}{100.18^2.14,2} = 0,041$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}, \text{ (RPA 99 modifié 2003)}$$

En appuis A et B :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,525 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

Les vérifications a l'ELU :

Condition de non fragilité : [Art :A-4-2;2/BAEL91]

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

Nous avons :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,4/400 = 2,174 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow \text{Vérfiée}$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 < A_{\min} \longrightarrow \text{Non vérifiée}$$

Calcul des escaliers

Donc on prend $A_a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ **Vérifiée**

Espacement des barres : [Art : A-8-2-4 ; 2/BAEL91]

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

$$S_{t_{\max}} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$S_{t_{\max}} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : [Art : A-6-1 ; 3/BAEL91]

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pris égale à 1,5 pour les aciers HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}, \text{ (on a 4HA8)}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,78 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 100,5} = 1,52 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Vérification de l'effort tranchant : [Art : A-5-11]

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24,78 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,137 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

* Influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(V_u + \frac{M_a}{a} \right)}{f_e}$$

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : moment fléchissant au droit de l'appui.

a : la longueur d'appuis égale à $0,9d$

$$\frac{1,15}{400} \times \left(24,78 \times 10^3 - \frac{6,723 \times 10^6}{162} \right) = -48,07 \text{ mm}^2 = 0,480 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,480 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

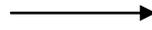
Calcul des escaliers

* Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$0,267 \times 0,9 \times 180 \times 1000 \times 25 = 1081,35 \text{ KN}$$



$$V_u^{\max} = 24,78 \text{ KN} < 1081,35 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Calcul de la longueur d'ancrage :

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

l_s est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, on optera donc

pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4l_s = 11,28 \text{ cm}$, soit 12cm.

Vérification à l'ELS :

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU on obtient les résultats suivants :

$$R_a = 17.83 \text{ KN} \quad ; \quad R_b = 16.22 \text{ KN}$$

$$M_s^{\max} = M(1,8) = 16.08 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{\max} = 17.83 \text{ KN}$$

$$M_s^t = 0,85 M_s^{\max} = 13.67 \text{ KN.m}$$

$$M_s^A = M_s^B = -0.3 M_s^{\max} = -4.82 \text{ KN.m}$$

La contrainte de compression dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, alors on doit vérifier ce qui suit :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0,251 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0,238 \\ \beta_1 = 0,920 \end{array} \right.$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{13.67 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,52} = 182,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Calcul des escaliers

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,0208\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0208 \times 182,63 = 3,798 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,238 \\ \beta_1 = 0,920 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{13,67 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,52} = 182,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,0208\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0208 \times 182,63 = 3,79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

D'après l'article B-6-3 du BAEL91, On admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Après vérification il s'est avéré que la deuxième condition n'est pas vérifiée, nous allons donc procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_{\max} : \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}})$$

I_o : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

Calcul des escaliers

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_o}$$

B_o : aire de la section homogène.

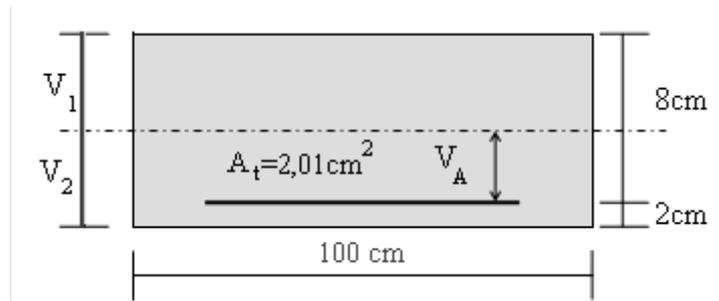
$$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1867,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18}{1867,8} = 11,36 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 11,36 = 8,64 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3}(11,36^3 + 8,64^3) + 15 \times 4,52 \times (8,64 - 2)^2 = 73355,14 \text{ cm}^4$$

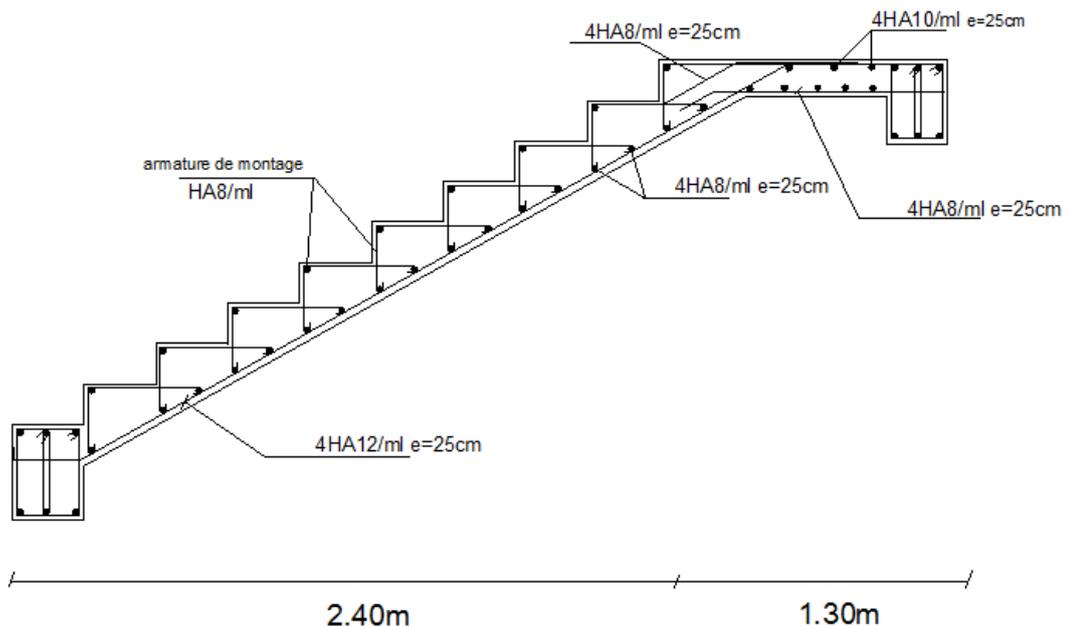
$$f = \frac{5 \times 9,88 \times 3,7^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 73355,14 \times 10^{-8}} = 0,003 < \bar{f} = \frac{3,7}{500} = 0,0074 \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$



Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Ferrailage de l'escalier :



Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Pré dimensionnement :

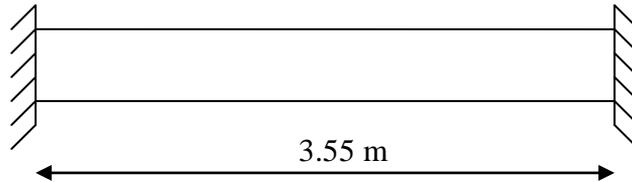


Fig3.5.1 : Schéma de la poutre palière

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

l : longueur libre entre nus d'appuis $l = 3.55 \text{ m}$

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h_t \leq 35.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow h=30$$

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

❖ Recommandations de RPA 2003 (Art 7.5.1) :

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm}$$

- La largeur de la poutre $b \geq 25\text{cm}$:
D'après les exigences du RPA; on opte pour $b = 30 \text{ cm}$.
- La hauteur de la poutre est donnée par $b \geq 30\text{cm}$:
D'après les exigences du RPA ; on opte pour $h = 30 \text{ cm}$.
- La vérification de la condition $\frac{b}{h} \leq 4$:

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la poutre palière

Notre poutre a pour dimension :

$$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

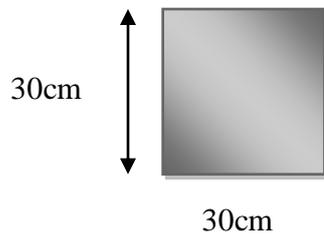


Fig.3.5.2 section de la poutre palière.

- Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_{\text{poutre}} = 0,3 \times 0,3 \times 2500 = 225 \text{ Kg/ml}$

$$G_{\text{Sur poutre}} = 265 \times 0,3 = 79,5 \text{ Kg/ml}$$

$$P_g = 365,75 \text{ Kg/ml}$$

$$R_u = 2480 \text{ Kg}$$

$$Q_{sp} = 150 \times 0,3 = 45 \text{ Kg/ml}$$

$$P_q = 82,5 \text{ Kg/ml}$$

$$P_u = (G_p + G_{sp} + P_g) \times 1,35 + (Q_{sp} + P_q) \times 1,5 + R_u = 3577 \text{ kg/ml}$$

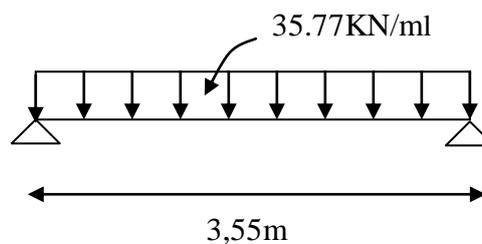


Fig 3.5.3 : Schéma statique de la poutre à l'ELU

- Les efforts internes :

➤ *Moment isostatique :*

$$M_{0U}^{\max} = \frac{P_u l^2}{8} = 5634,89 \text{ Kg.m}$$

➤ *Effort tranchant :*

Calcul de la poutre palière

$$T_{0U}^{\max} = \frac{P_U l}{2} = 6349,17 \text{ Kg.}$$

❖ **Sur appuis :** $M_{\text{app}} = -0.3Mu^{\max} = -1.69 \text{ t.m.}$

❖ **En travée :** $M_t = 0.8Mu^{\max} = 4.51 \text{ t.m.}$

b) Diagramme du moment et de l'effort : $q_u = 35.77 \text{ KN/ml}$

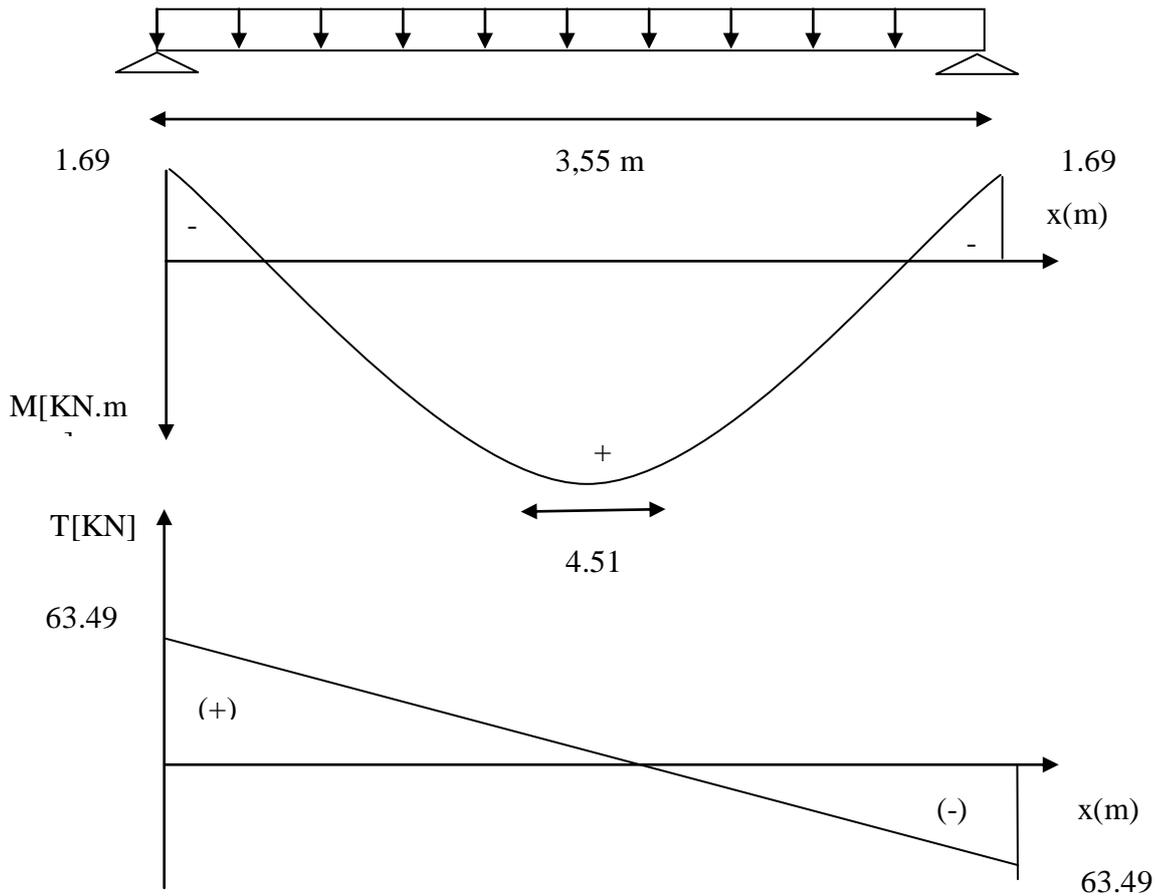


Fig3.5.4 : Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant

Calcul de la poutre palière

- Ferrailage de la poutre :

En travées :

$$d = 0.27\text{m} \quad b = 0.3\text{m} \quad c = 0.03\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.51 \times 10^4}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.145$$

$$\mu_t = 0.145 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.145 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4.51 \times 10^3}{0.993 \times 27 \times 348} = 5.26 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 5.65 \text{ cm}^2$

➤ *Aux appuis :*

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1.69 \times 10^4}{30 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.054 \Rightarrow \beta_1 = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{1.69 \times 10^4}{0.972 \times 27 \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ua} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

	M (t.m)	μ_{bu}	Z (m)	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop/ml}}$	$A_u (\text{cm}^2)$
Appui	1.69	0.054	0.261	1.86	0.98	3T12	3,39
Travée	4.51	0.145	0.246	5.26	0.98	5T12	5,65

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL99):

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 5.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 1.86 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2$

⇒ **Les conditions sont vérifiées.**

Vérification de la section du béton à l'effort tranchant

(Art-5-1-2-1 BAEL99) :

$$T_u^{\max} = 6349.17 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

(Art. 5.1.3.2, BAEL99):

a) Influence sur les aciers :

$$\tau_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.06 x f_{cj}}{\gamma_b}; 1.5 \text{ Mpa} \right\}; \text{BAEL 99 Art A.5.1.}$$

$$0.78 \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.06 x 25}{1.5}; 1.5 \text{ Mpa.} \right\} = 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{Uap}}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(6349.17 + \frac{1.69}{0.9 \times 27} \right) = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

b) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0.4 b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 b \times 0.9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25}{1.5} = 486 \text{ KN} > T_u = 63.49 \text{ KN}$$

\Rightarrow La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9 d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.08 \text{ cm}$$

Calcul de la poutre palière

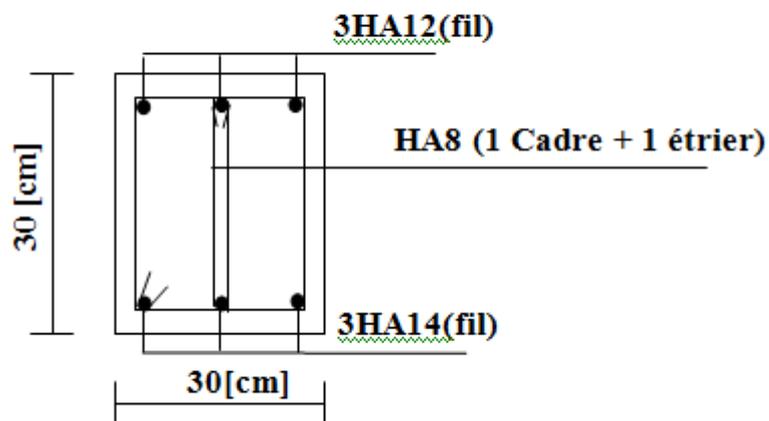
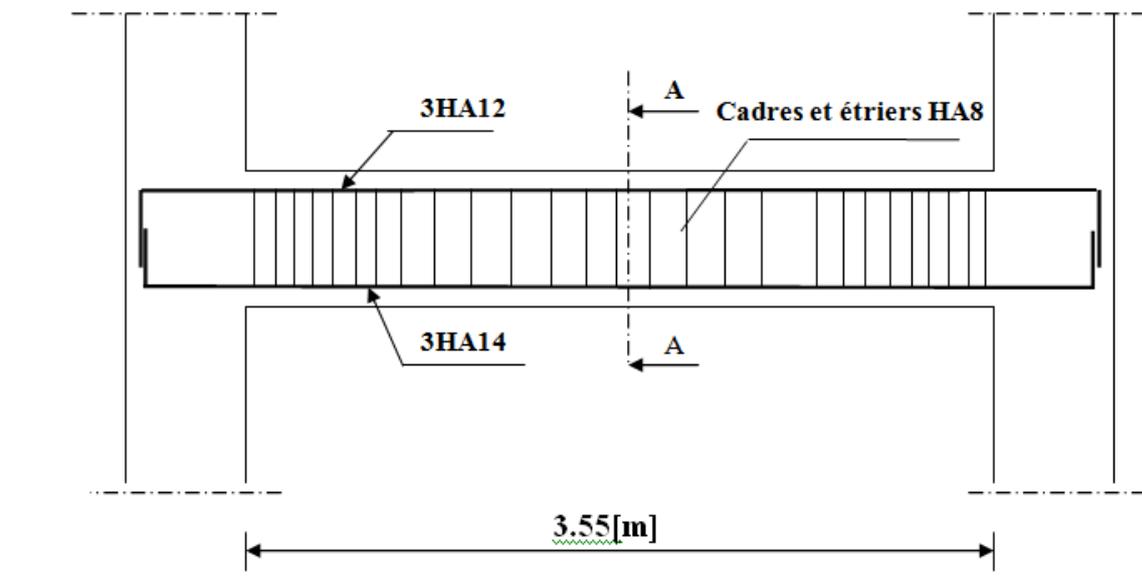
$$\tau_u = \frac{60.85 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 15.08 \times 10} = 1.35 \text{ Mpa}$$

$$f_e \geq 400 \text{ Mps} \Rightarrow \Psi = 1.5$$

$$\tau_u = 1.73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

Schéma du ferrailage :



II-Calcul des dalles pleines :

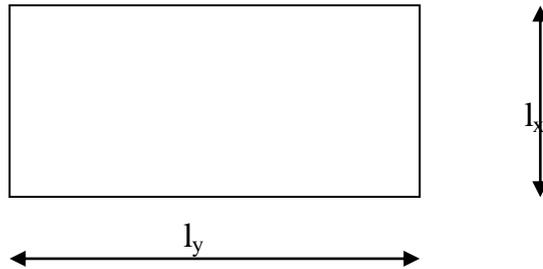
Le calcul des efforts se fera par l'application de la méthode exposée au

BAEL 91.

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords

- On calcul $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; avec : $L_x < L_y$.



Si $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens.

Si $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens

- ✓ On utilise les tables présentées dans le **BAEL91**, pour évaluer les efforts dans les dalle en fonction de « ρ » et du coefficient de poison « ν », on aura donc les moments fléchissant agissant sur les dalles.
- ✓ On prend en compte la continuité tel qu'il est préconisé dans le **BAEL91** :

➤ **A l'appui :**

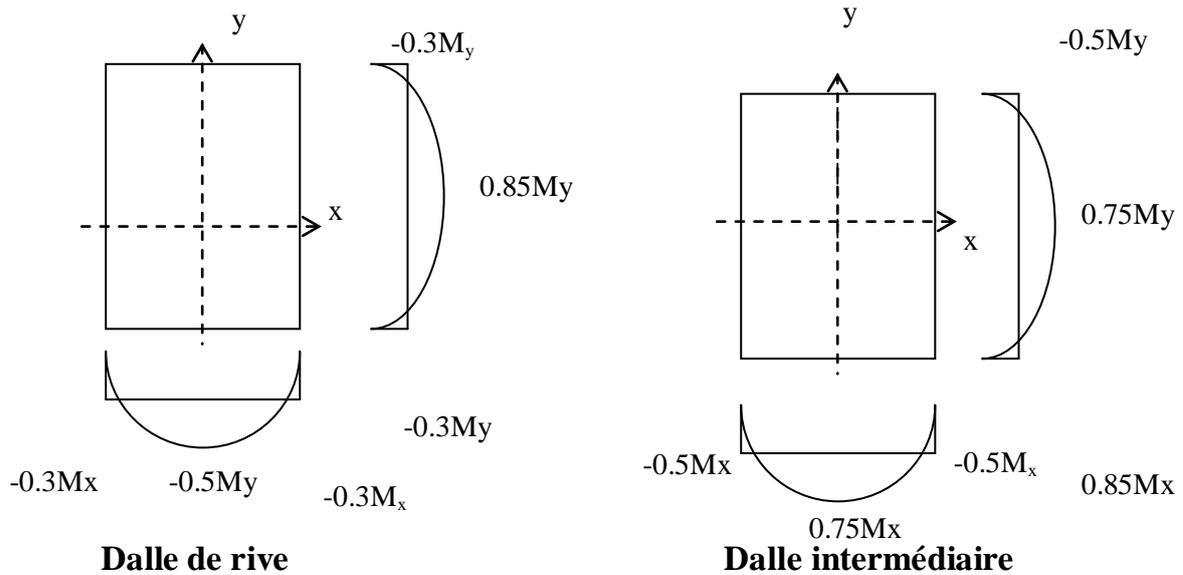
$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3. M_0 : \text{Pour un appui de rive.} \\ 0,5. M_0 : \text{pour un appui intermédiaire.} \end{array} \right.$$

➤ **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,85. M_0 : \text{pour une dalle de rive.} \\ 0,75. M_0 : \text{pour une dalle intermédiaire.} \end{array} \right.$$

M_0 : Moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

Calcul des planchers



	G (t/m²)	Q (t/m²)	Pu (t/m²)
Terrasse	0,7876	0,1	1,213
E-C	0,665	0,15	1,123
Balcon	0,689	0,350	1,455

- ✓ Le ferrailage des dalles se fera en flexion simple « F.P.N » pour une bande de «1 m ».
- ✓ l'espacement maximum :
 - Armatures dans le sens « L_x » $S_{tx} \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm }) .$
 - Armatures dans le sens « L_y » $S_{ty} \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm }) .$
- ✓ une vérification vis-à-vis de l'effort tranchant sera effectuée.

1-Détermination de charges et surcharges :

Les chargements répartis supportés par les différentes dalles seront déterminés suivant la combinaison suivante :

$$P = 1.35G + 1.5Q$$

2-identification des panneaux des dalles :

Le tableau ci-dessous indique la désignation des différentes dalles, la longueur de leur deux cotés l_x et l_y ainsi que la valeur de α :

Calcul des planchers

Dalles	Lx (m)	Ly (m)	ρ	Sens
D0	1.10	3	0.36	1
D1	1.10	4.2	0.26	1
D2	1.10	3.7	0.29	1
D3	3.00	3.60	0.83	2
D4	3.00	3.60	0,83	2
D5	3.60	4.20	0,85	2
D6	3.60	3.70	0,97	2
D7	3.00	3.10	0,96	2
D8	3.00	3.10	0,96	2
D9	3.10	4.20	0,73	2
D10	0.975	3.20	0,30	1
D11	1.60	3.00	0,53	2
D12	1.575	4.20	0,37	1
D13	1,175	3.70	0,31	1
D14	1.575	3.70	0,42	2
D15	0.975	3.7	0,26	1

3- Dalles portantes sur deux sens :

-Calcul des moment M_x et M_y :

Les moments de flexion suivant chaque sens sont calculés à partir des tables données par le **BAEL 91 (§ IV-3)**.

A partir de la valeur de ρ pour chaque dalle nous déduisons les valeur de μ_x et μ_y , puis nous calculons M_x et M_y comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P \times lx^2 . \\ M_y = \mu_y \times M_x . \end{cases}$$

Les valeurs obtenues pour chaque dalle sont dans le tableau suivant :

- Terrasse

Dalles	ρ	μ_x	μ_y	M0X (tm)	M0Y (t.m)
D3	0.83	0,0528	0,6494	0,576	0,374
D4	0,83	0,0528	0,6494	0,576	0,374
D5	0,85	0,0506	0,6864	0,795	0,546
D6	0,97	0,0392	0,9322	0,616	0,574
D7	0,96	0,0401	0,9092	0,438	0,398

Calcul des planchers

D8	0,96	0,0401	0,9092	0,438	0,398
D9	0,73	0,0646	0,4780	0,753	0,360
D11	0,53	0,0922	0,2500	0,286	0,072
D14	0,42	0,1075	0,2500	0,323	0,081

- **Etage courant :**

Dalles	ρ	μ_x	μ_y	M0X(tm)	M0Y(tm)
D3	0.83	0,0528	0,6494	0,534	0,347
D4	0,83	0,0528	0,6494	0,534	0,347
D5	0,85	0,0506	0,6864	0,736	0,505
D6	0,97	0,0392	0,9322	0,571	0,532
D7	0,96	0,0401	0,9092	0,405	0,368
D8	0,96	0,0401	0,9092	0,405	0,368
D9	0,73	0,0646	0,4780	0,697	0,333
D11	0,53	0,0922	0,2500	0,265	0,066
D14	0,42	0,1075	0,2500	0,30	0,075

4-Le ferrailage :

$$h = 0.16 \text{ m}$$

$$\text{enrobage} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \text{enrobage} - \phi/2 = 0.136 \text{ m}$$

$$d_y = d_x - \phi = 0.128 \text{ m}$$

$$A_{cnf} = 0.23 \times b_o \times d_x \times F_{t28}/Fe = \mathbf{1.64cm^2}$$

$$A_{cnf} = 0.23 \times b_o \times d_y \times F_{t28}/Fe = \mathbf{1.54cm^2}$$

-Terrasse:

-Sur appui:

- **Sens x-x:**

Dalles	appuis	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s (cm^2)$	Amin(cm2)
D3	rive	0,173	0,0066	0,0083	0,1355	0,37	1,64
	inter	0,288	0,0110	0,0138	0,1352	0,61	
D4	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,288	0,0110	0,0138	0,1352	0,61	
D5	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,398	0,0152	0,0191	0,1350	0,85	
D6	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,308	0,0118	0,0148	0,1352	0,65	

Calcul des planchers

D7	rive	0,131	0,0050	0,0063	0,1357	0,28	1,64
	inter	0,219	0,0084	0,0105	0,1354	0,46	
D8	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,219	0,0084	0,0105	0,1354	0,46	
D9	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,377	0,0144	0,0181	0,1350	0,80	
D11	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,143	0,0055	0,0068	0,1356	0,30	
D14	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,16	0,0061	0,0077	0,1356	0,34	

- Sens y-y:

Dalles	appuis	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D3	rive	0,112	0,0048	0,0061	0,1277	0,25	1,54
	inter	0,187	0,0081	0,0101	0,1275	0,42	
D4	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,187	0,0081	0,0101	0,1275	0,42	
D5	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,273	0,0118	0,0148	0,1272	0,62	
D6	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,287	0,0124	0,0156	0,1272	0,65	
D7	rive	0,1194	0,0051	0,0064	0,1277	0,27	1,54
	inter	0,199	0,0086	0,0108	0,1274	0,45	
D8	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,199	0,0086	0,0108	0,1274	0,45	
D9	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,18	0,0078	0,0097	0,1275	0,41	
D11	rive	0,0216	0,0009	0,0012	0,1279	0,05	1,54
	inter	0,036	0,0016	0,0019	0,1279	0,08	
D14	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,0405	0,0017	0,0022	0,1279	0,09	

Calcul des planchers

- En travée:

- Sens x-x:

Dalles	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D3	0,49	0,0187	0,0236	0,1347	1,05	1,64
D4	0,432	0,0165	0,0208	0,1349	0,92	1,64
D5	0,596	0,0227	0,0288	0,1344	1,27	1,64
D6	0,462	0,0176	0,0222	0,1348	0,98	1,64
D7	0,372	0,0142	0,0179	0,1350	0,79	1,64
D8	0,329	0,0126	0,0158	0,1351	0,70	1,64
D9	0,565	0,0216	0,0273	0,1345	1,21	1,64
D11	0,215	0,0082	0,0103	0,1354	0,46	1,64
D14	0,24	0,0092	0,0115	0,1354	0,51	1,64

- Sens y-y:

Dalles	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D3	0,318	0,0137	0,0173	0,127	0,72	1,54
D4	0,28	0,0121	0,0152	0,127	0,63	1,54
D5	0,409	0,0176	0,0222	0,127	0,93	1,54
D6	0,431	0,0186	0,0234	0,127	0,98	1,54
D7	0,338	0,0146	0,0183	0,127	0,76	1,54
D8	0,299	0,0129	0,0162	0,127	0,68	1,54
D9	0,27	0,0116	0,0146	0,127	0,61	1,54
D11	0,061	0,0026	0,0033	0,128	0,14	1,54
D14	0,061	0,0026	0,0033	0,1278	0,14	1,54

-Etage courant:

-Sur appui:

- Sens x-x:

Dalles	appuis	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D3	rive	0,160	0,0061	0,0077	0,1356	0,34	1.64
	inter	0,267	0,0102	0,0128	0,1353	0,57	
D4	rive	/	/	/	/	/	1.64
	inter	0,267	0,0102	0,0128	0,1353	0,57	
D5	rive	/	/	/	/	/	1.64
	inter	0,368	0,0140	0,0177	0,1350	0,78	
D6	rive	/	/	/	/	/	1.64
	inter	0,286	0,0109	0,0137	0,1353	0,61	
D7	rive	0,122	0,0047	0,0058	0,1357	0,26	1.64
	inter	0,203	0,0077	0,0097	0,1355	0,43	
D8	rive	/	/	/	/	/	1.64

Calcul des planchers

	inter	0,203	0,0077	0,0097	0,1355	0,43	
D9	rive	/	/	/	/	/	1.64
	inter	0,349	0,0133	0,0168	0,1351	0,74	
D11	rive	/	/	/	/	/	1.64
	inter	0,133	0,0051	0,0064	0,1357	0,28	
D14	rive	/	/	/	/	/	1.64
	inter	0,15	0,0057	0,0072	0,1356	0,32	

- Sens y-y:

Dalles	appuis	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D3	rive	0,1041	0,0045	0,0056	0,1277	0,23	1,54
	inter	0,1735	0,0075	0,0094	0,1275	0,39	
D4	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,1041	0,0045	0,0056	0,1277	0,23	
D5	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,2525	0,0109	0,0137	0,1273	0,57	
D6	rive	/	/	/	/	//	1,54
	inter	0,266	0,0115	0,0144	0,1273	0,60	
D7	rive	0,1104	0,0048	0,0060	0,1277	0,25	1,54
	inter	0,184	0,0079	0,0100	0,1275	0,41	
D8	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,184	0,0079	0,0100	0,1275	0,41	
D9	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,1665	0,0072	0,0090	0,1275	0,38	
D11	rive	0,0198	0,0009	0,0011	0,1279	0,04	1,54
	inter	0,033	0,0014	0,0018	0,1279	0,07	
D14	rive	/	/	/	/	/	1,54
	inter	0,0375	0,0016	0,0020	0,1279	0,08	

- En travée:

- Sens x-x:

Dalles	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D3	0,454	0,0173	0,0219	0,135	0,97	1,64
D4	0,4	0,0153	0,0192	0,135	0,85	1,64
D5	0,552	0,0211	0,0266	0,135	1,18	1,64
D6	0,428	0,0163	0,0206	0,135	0,91	1,64
D7	0,344	0,0131	0,0165	0,135	0,73	1,64
D8	0,304	0,0116	0,0146	0,135	0,65	1,64
D9	0,523	0,0200	0,0252	0,135	1,12	1,64
D11	0,199	0,0076	0,0095	0,135	0,42	1,64
D14	0,225	0,0086	0,0108	0,1354	0,48	1,64

Calcul des planchers

Sens y-y:

Dalles	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D3	0,295	0,0127	0,0160	0,127	0,67	1,54
D4	0,26	0,0112	0,0141	0,127	0,59	1,54
D5	0,378	0,0163	0,0205	0,127	0,86	1,54
D6	0,399	0,0172	0,0217	0,127	0,90	1,54
D7	0,313	0,0135	0,0170	0,127	0,71	1,54
D8	0,276	0,0119	0,0150	0,127	0,62	1,54
D9	0,25	0,0108	0,0135	0,127	0,56	1,54
D11	0,056	0,0024	0,0030	0,128	0,13	1,54
D14	0,056	0,0024	0,0030	0,1278	0,13	1,54

Dalles portantes sur un seul sens :

$$M_x = P \times l_x^2 / 8.$$

$$M_y = 0.$$

• Terrasse :

Sur appui :

Dalles	appuis	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D0	rive	0,055	0,0021	0,0026	0,1359	0,12	1,64
	inter	0,091	0,0035	0,0043	0,1358	0,19	
D1	rive	0,055	0,0021	0,0026	0,1359	0,12	1,64
	inter	0,091	0,0035	0,0043	0,1358	0,19	
D2	rive	0,055	0,0021	0,0026	0,1359	0,12	1,64
	inter	0,091	0,0035	0,0043	0,1358	0,19	
D10	rive	0,043	0,0016	0,0021	0,1359	0,09	1,64
	inter	0,072	0,0027	0,0034	0,1358	0,15	
D12	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,188	0,0072	0,0090	0,1355	0,40	
D13	rive	0,063	0,0024	0,003	0,1358	0,13	1,64
	inter	0,104	0,004	0,005	0,1357	0,22	
D15	rive	0,043	0,0016	0,0021	0,1359	0,09	1,64
	inter	0,072	0,0027	0,0034	0,1358	0,15	

Calcul des planchers

En travée

Dalles	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D0	0,156	0,006	0,0075	0,1356	0,33	1,64
D1	0,156	0,006	0,0075	0,1356	0,33	1,64
D2	0,156	0,006	0,0075	0,1356	0,33	1,64
D10	0,122	0,0047	0,0058	0,1357	0,26	1,64
D12	0,282	0,0108	0,0135	0,1353	0,60	1,64
D13	0,18	0,0069	0,0086	0,1355	0,38	1,64
D15	0,123	0,0047	0,0059	0,1357	0,26	1,64

• Etages :

sur appui :

Dalles	appuis	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D0	rive	0,066	0,0025	0,0032	0,1358	0,14	1,64
	inter	0,11	0,0042	0,0053	0,1357	0,23	
D1	rive	0,066	0,0025	0,0032	0,1358	0,14	1,64
	inter	0,11	0,0042	0,0053	0,1357	0,23	
D2	rive	0,066	0,0025	0,0032	0,1358	0,14	1,64
	inter	0,11	0,0042	0,0053	0,1357	0,23	
D10	rive	0,052	0,002	0,0025	0,1359	0,11	1,64
	inter	0,086	0,0033	0,0041	0,1358	0,18	
D12	rive	/	/	/	/	/	1,64
	inter	0,174	0,0066	0,0083	0,1355	0,37	
D13	rive	0,058	0,0022	0,0028	0,1358	0,12	1,64
	inter	0,096	0,0037	0,0046	0,1358	0,2	
D15	rive	0,04	0,0015	0,0019	0,1359	0,08	1,64
	inter	0,066	0,0025	0,0032	0,1358	0,14	

En travée :

Dalles	M (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Amin(cm2)
D0	0,187	0,0071	0,009	0,1355	0,4	1,64
D1	0,187	0,0071	0,009	0,1355	0,4	1,64
D2	0,187	0,0071	0,009	0,1355	0,4	1,64
D10	0,147	0,0056	0,007	0,1356	0,31	1,64
D12	0,26	0,0099	0,0125	0,1353	0,55	1,64
D13	0,165	0,0063	0,0079	0,1356	0,35	1,64
D15	0,122	0,0047	0,0058	0,1357	0,26	1,64

Calcul des planchers

Nous adopterons pour toutes les dalles dans les deux directions X-X et Y-Y le ferrailage suivant :

4T8 = 2.01 cm²/ml. avec **st = 25 cm**

$$st < \bar{st} = \min \begin{cases} (3h \text{ et } 33\text{cm}) = 33\text{cm} \\ (4h \text{ et } 45\text{cm}) = 45\text{cm} \end{cases}$$

$\bar{st} = 33$ cm dans la direction la plus sollicitée

$\bar{st} = 45$ cm dans l'autre direction

5. Vérification nécessaire :

- **Ferrailage minimal :**

Selon le BEAL91 (Art B-7-4) les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suit :

$$A_x \geq 0.0008 \times \frac{3 - (L_x \div L_y)}{2} \times b \times h \quad \Rightarrow A_x > 1.37 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_y \geq 0.0008 \times b \times h \quad \Rightarrow A_y > 1.28 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

- **l'effort tranchant :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Les dispositifs généraux concernant les dalles sont respectés.
- La pièce est réalisée sans reprise du bétonnage sur toute son épaisseur
- L'effort tranchant dans les deux sens vérifie les conditions suivantes :

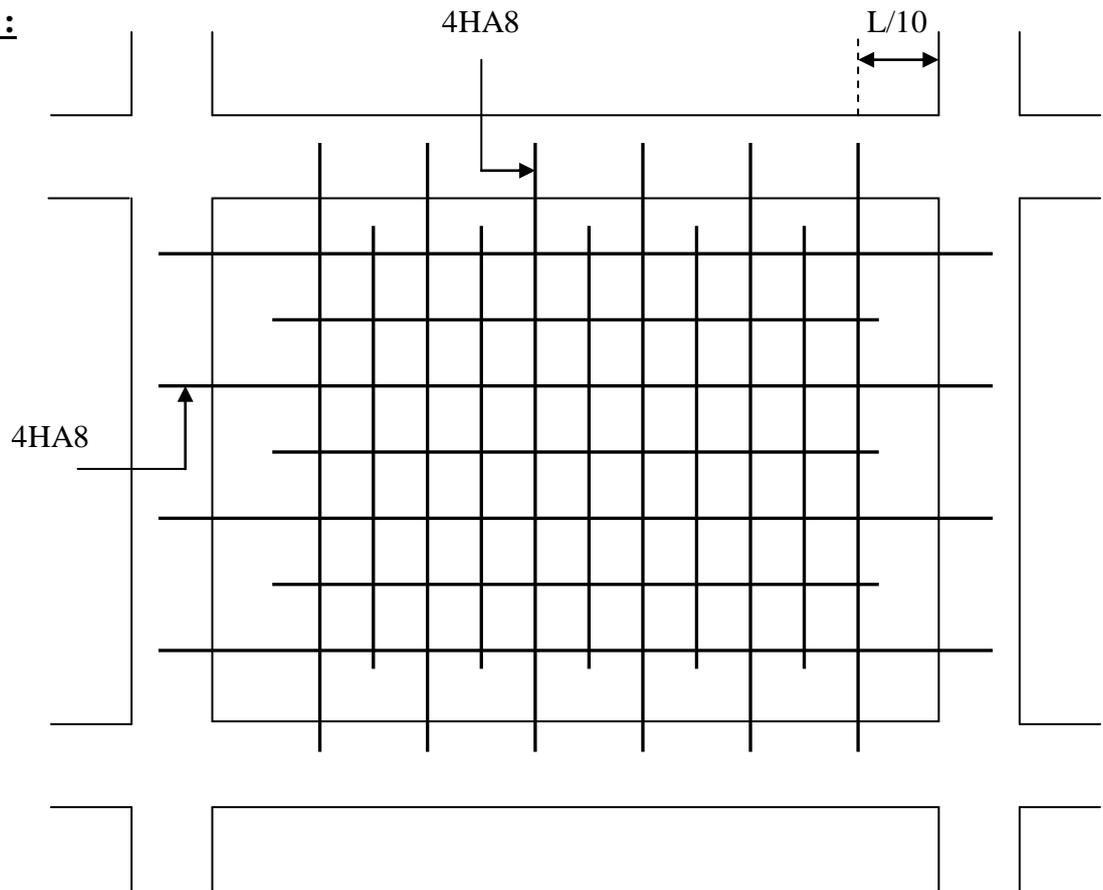
$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \left(\frac{Pu \times lx \times ly}{2ly + lx} \right) \leq \bar{V}_{ux} = 0.05 \times dx \times Fc28 \\ V_{uy} = \left(\frac{Pu \times lx \times ly}{3ly} \right) \leq \bar{V}_{uy} = 0.05 \times dy \times Fc28 \end{array} \right.$$

Le calcul sera effectué pour la dalle la plus sollicitée D5 :

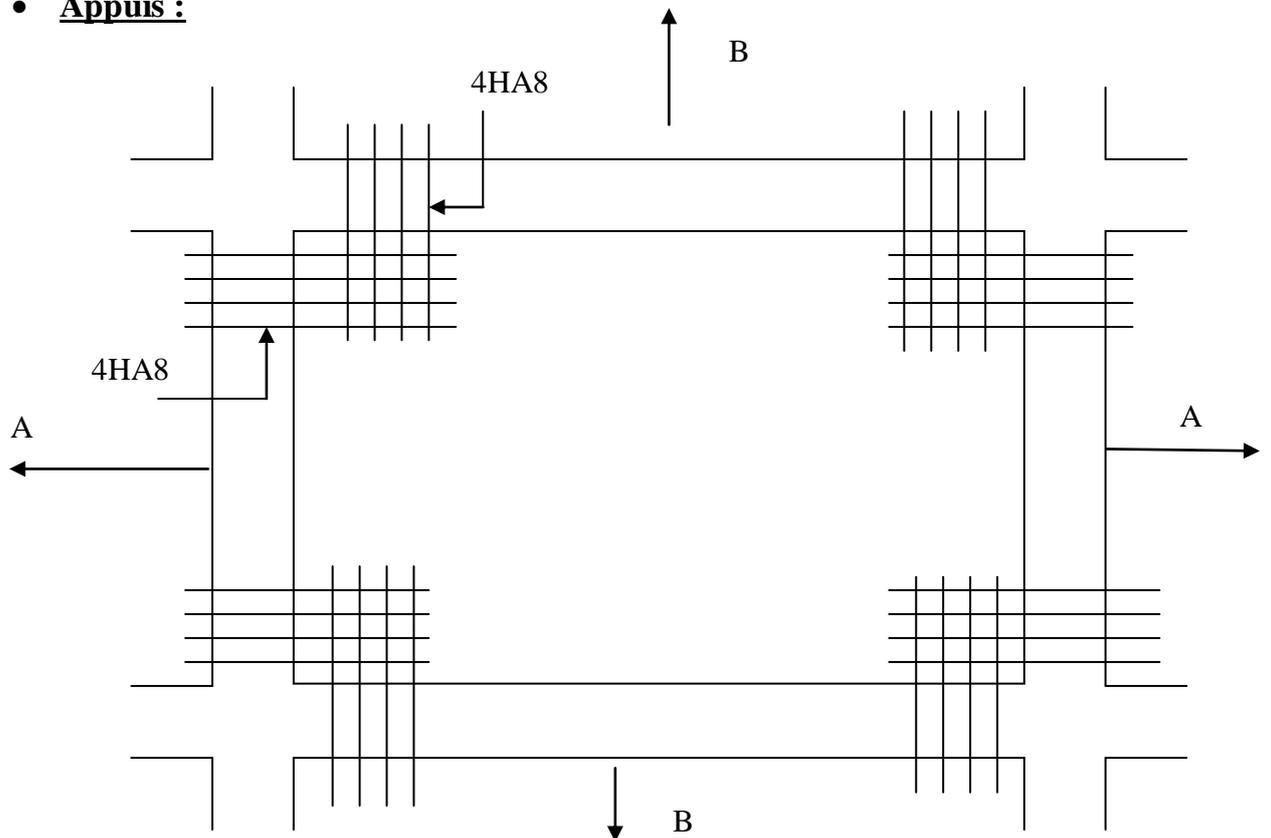
$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{1.213 \times 3.6 \times 4.2}{(2 \times 4.2) + 3.6} = 0.01528 \text{ MN/m} < \bar{V}_{ux} = 0.17 \text{ MN/m} \quad \text{OK} \\ V_{uy} = \left(\frac{1.213 \times 3.6 \times 4.2}{3 \times 4.2} \right) = 0.01455 \text{ MN/m} < \bar{V}_{uy} = 0.16 \text{ MN/m} \quad \text{OK} \end{array} \right.$$

Calcul des planchers

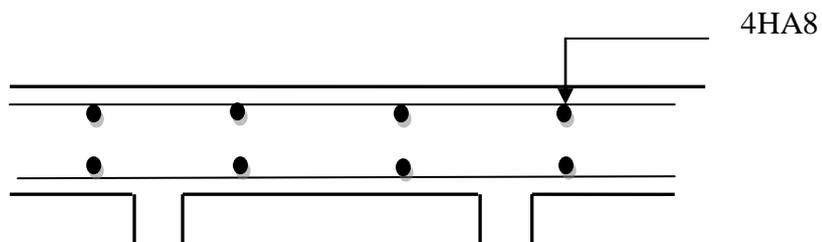
- Travée :



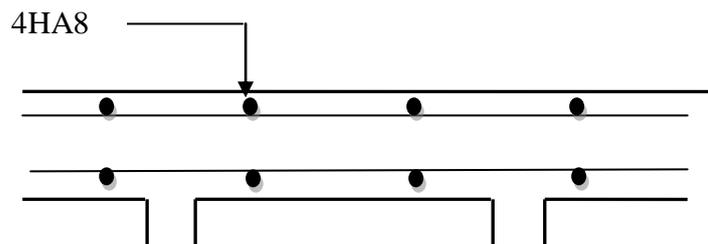
- Appuis :



La coupe AA :



La coupe BB :



Calcul de la poutre de chaînage

1- Introduction

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

2- Pré-dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

✓ L'épaisseur :

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

$$\frac{L}{15} = \frac{420}{15} = 28 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h = 30$ cm

✓ La largeur :

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

$$0.4h = 12 \leq b \leq 0.7h = 21 \quad \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

Note :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré :

$$L = 420 \text{ cm.}$$

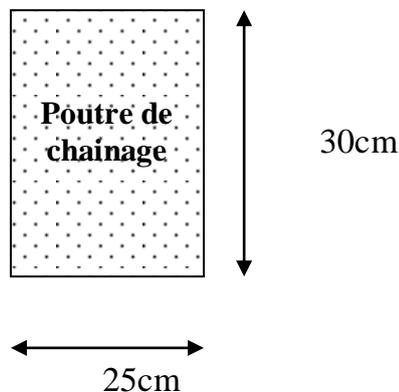


Figure.1 : Coupe transversal de la poutre

3- Evaluation des charges et surcharges

➤ Les charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3) \cdot 2,36 = 6.514 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $5,50 \times \frac{0,65}{2} = 1.7875 \text{ KN/ml}$

$$G_r = 10.18 \text{ kn/ml.}$$

Calcul de la poutre de chaînage

➤ La surcharge d'exploitation

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

4- Combinaisons des charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 10,18 + 1,5 \times 0,487 = 14,48 \text{ KN/ml.}$$

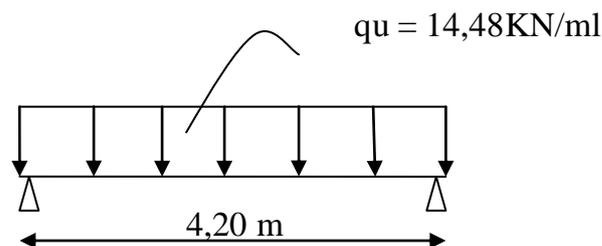
$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10,18 + 0,487 = 10,66 \text{ KN/ml.}$$

5- Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

• Calcul des moments :

fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.



➤ **Aux travée**

$$M_t = 0,85 \times 14,48 \times \frac{4,20^2}{8} = 27,14 \text{ kN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 14,48 \times \frac{4,20^2}{8} = 9,58 \text{ kN.m}$$

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{14,48 \times 4,20}{2} = 30,40 \text{ kN}$$

9,58 kN.m

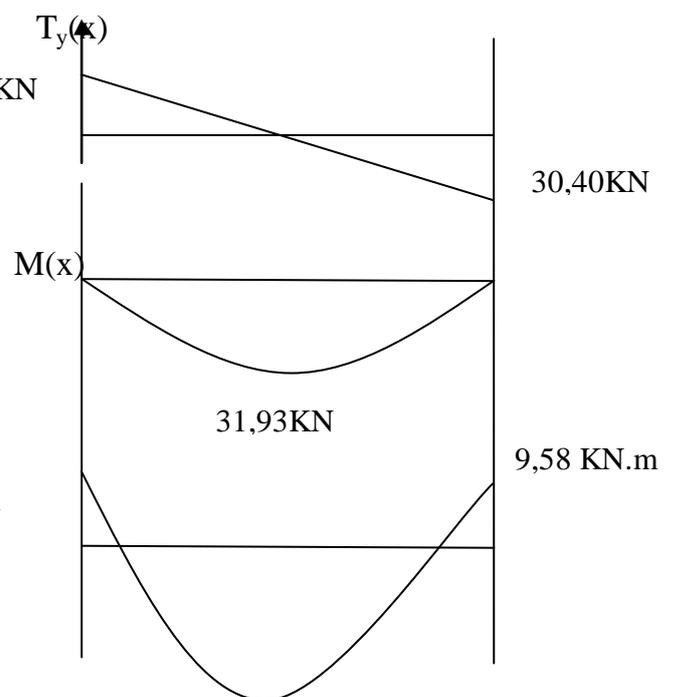


Figure.2 : diagramme des efforts internes 27,14 kN.m

Calcul de la poutre de chaînage

Calcul des armatures :

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27,14 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,09$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\Longrightarrow B = 0,953$$

$$A_a = M_t / B d s_{st} = \frac{27,14 \times 1000}{0,953 \times 28 \times 348} = 2,92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prend **3HA14 = 4.62 cm²**

➤ En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,58 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,03.$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Longrightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,03 \Longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = M_a / \beta d s_{st} = \frac{9,58 \times 1000}{0,985 \times 33 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prend **3HA14 = 4.62 cm²**

6- Vérification à ELU

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 4,62 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 30,40 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{30,40}{0,25 \cdot 0,28} = 434,28 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

Calcul de la poutre de chaînage

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.3 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,30 \text{ Mpa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,3 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 0,434 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u = 30,40 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(30,40 + \frac{-27,14}{0,9 \times 0,28} \right) = -0,22 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 14 = 131 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,40 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 131} = 0,92 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 0,92 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

- Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 31,74 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \implies L_s = 31,74 \times 1,4 = 44,44 \text{ cm.}$$

Calcul de la poutre de chaînage

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 44,44 = 17,77 \text{ cm.}$$

f) Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,0 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_r = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ Ecartement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min (25,2, 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,608 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ Espacement entre les barres

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• Sur appuis

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left(\frac{30}{4} = 7,5; 12 \times (1,4) = 16,8 \right) \Leftrightarrow \text{ Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

• En travée

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.} \quad \Leftrightarrow \quad \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

7- Vérification à l'ELS

a) calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 10,18 + 0,487 = 10,66 \text{ KN/ml}$$

➤ Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10,66 \times \frac{4,20}{2} = 22,38 \text{ KN}$$

Calcul de la poutre de chaînage

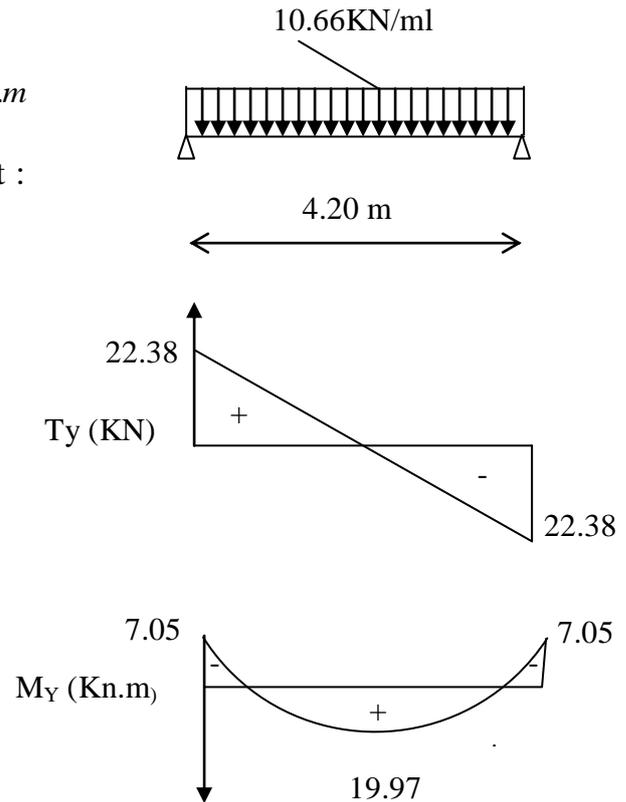
- **Calcul des moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.66 \times \frac{4.20^2}{8} = 23.50 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 23.50 = -7.05 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 \times 23.50 = 19.97 \text{ KN.m .}$$



Figur.3: Diagramme des moments et des efforts tranchants

b) Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

Calcul de la poutre de chaînage

➤ **Sur travée :**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0,661 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,881 \\ K_1 = 27,02 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{19,97.10^6}{0,881 \times 280 \times 4,62.10^2} = 175,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{175,23}{27,02} = 6,48 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 6,48 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

➤ **En appui :**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0,333 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,881. \\ K_1 = 27,02. \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{7,05.10^6}{0,881 \times 280 \times 4,62.10^2} = 61,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{61,86}{27,02} = 2,29 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2,29 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée

c) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{d.A.\beta_1}$$

Calcul de la poutre de chaînage

On a: $\sigma_{st} = 175.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

condition vérifiée

d) Vérification de la flèche [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{420} = 0.071 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.071 > \frac{Mt}{15 \times M_0} = \frac{27.14}{15 \times 30.40} = 0.059 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

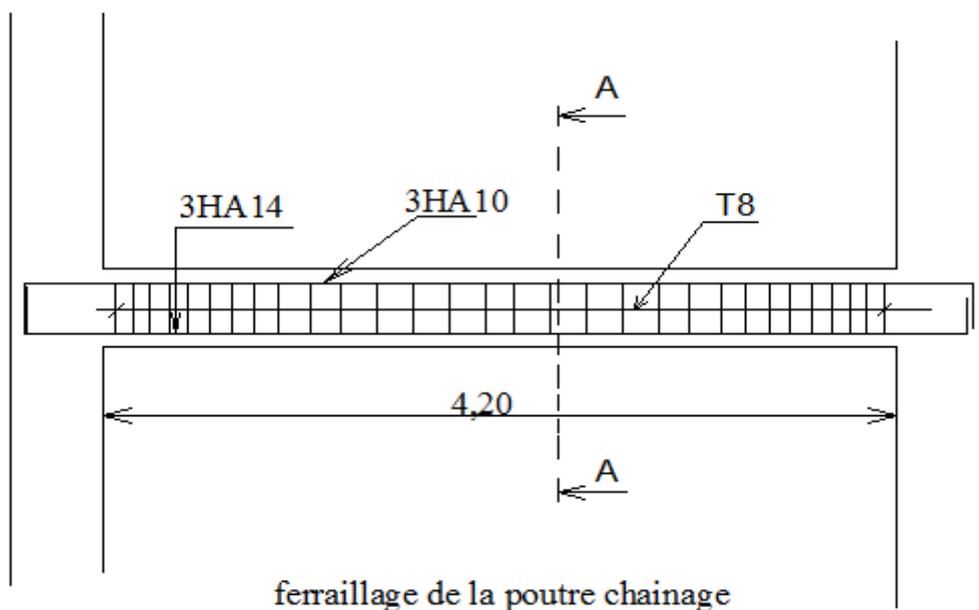
vérifiée

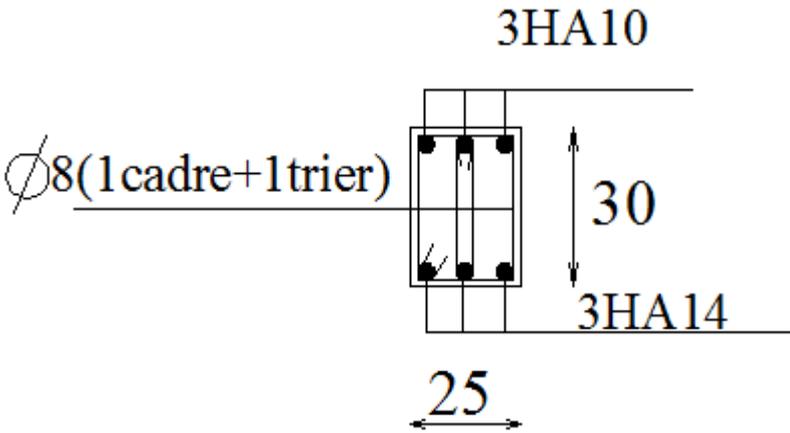
$$\frac{At}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.006 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma du ferrailage :





coupe A-A

Calcul de la salle machine

Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu.

Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

La surface de la salle machine est de : $1,89 \times 2,15 = 4.082 \text{ m}^2$.

La surface de la cabine est de : $1.50 \times 1.75 = 2.625 \text{ m}^2$.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de : **8t (P=80 KN)**.

-Calcul de la dalle plane :

a) Epaisseur de la dalle :

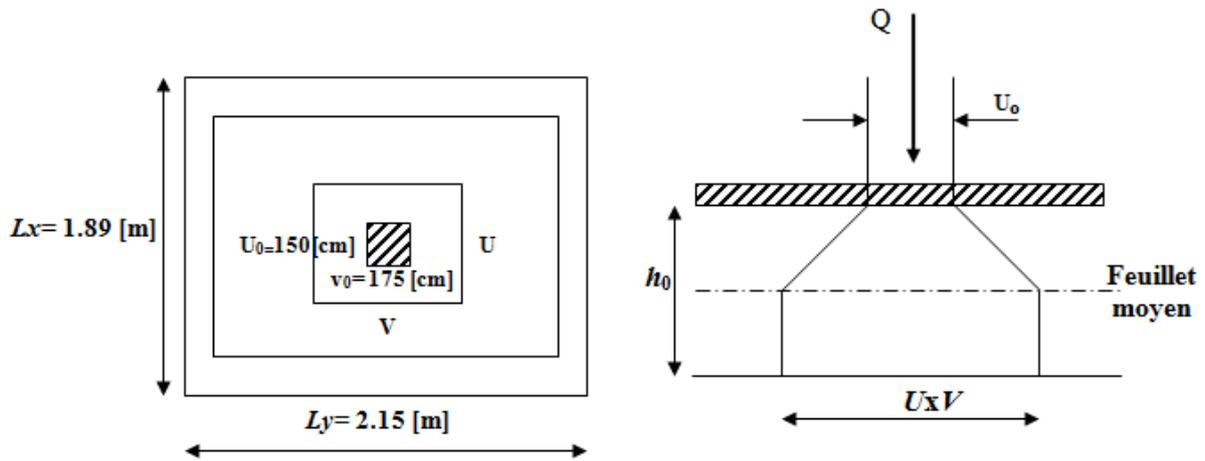
L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{189}{30} = 6.3\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur de **$h_t = 15\text{cm}$** .

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (**U×V**), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

Calcul de la salle machine



$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2xKxe + h_0 \\ V = V_0 + 2xKxe + h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

K : 1, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$U_0 = 150$ cm.

$V_0 = 175$ cm.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

On remplace :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2xKxe + h_0 = 150 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 175 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2xKxe + h_0 = 175 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 200 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_u (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = q_u (vM_1 + M_2) \end{array} \right.$$

Calcul de la salle machine

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$, $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ et $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$ dans les abaques de **PIGEAUD**.

À l'ELU, $\nu = 0$

ν : coefficient de poisson.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.5}{1.89} = 0.7$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.75}{2.15} = 0.8$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.89}{2.15} = 0.87 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $M_1 = 0,067$, $M_2 = 0,04$.

$$\begin{cases} M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.067 = 7.23 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.04 = 4.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.89}{2.15} = 0.87 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0488; \quad \mu_y = 0.721 \text{ . (Tirer des tableaux de Pigeaud)}$$

Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : **Q est prise égale à 1KN/ml**

Calcul de la salle machine

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0488 \times 6.56 \times 1.89^2 = 1.14 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.721 \times 1.14 = 0.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.23 + 1.14 = 8.37 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.32 + 0.82 = 5.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

e) Ferraillage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_u = 0.85 \times 8.37 = 7.11 \text{ KN.m} \quad \text{avec } c = 3 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{6.14 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.034 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{7.11 \times 10^5}{0.983 \times 12 \times 34800} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (A_s=3.14cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times 8.37 = 2.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.51 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.51 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 (A_s=3.14cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

Calcul de la salle machine

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée :

$$M_{u,y} = 0.85 \times 5.14 = 4.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4.36 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.02 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{4.36 \times 10^5}{0.985 \times 12 \times 34800} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$M_{u,y} = 0.3 \times 5.14 = 1.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.54 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.0075 < 0.39 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{1.54 \times 10^5}{0.996 \times 12 \times 34800} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction.}$$

$\rho_0 = 0.8\%$, pour les HA, FeE400 et FeE500.

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{189}{215} \right) = 1.27 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

A- Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

B- L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25 cm .

Calcul de la salle machine

C- $S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm})$ \Longrightarrow **condition vérifiée.**

D- De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm ;

E- $S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm})$ \Longrightarrow **condition vérifiée.**

C-Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$P \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P: charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.50+1.75) = 6.5\text{m}$$

$P = 80 \leq 0.045 \times 6.5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 731.25\text{KN/ml}$ \Longrightarrow **condition vérifiée.**

D-Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

➤ Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.75 + 1.5} = 16\text{KN}$

➤ Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.75} = 15.23\text{KN}$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{16 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.66\text{MPa}$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ \Longrightarrow **condition vérifiée.**

Calcul de la salle machine

E-Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\Phi_{\max} \leq h_0/10$

$$\Phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$$

Donc : $\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ \implies **condition vérifiée.**

Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

À l'ELS $\nu = 0.2$; $M_1 = 0,067$; $M_2 = 0,04$

$$M_{x1} = 80(0,067 + 0.2 \times 0,04) = 6 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0.2 \times 0,067 + 0,04) = 4.27 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 & \mu_x = 0.0559 \quad ; \quad \mu_y = 0.804 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0559 \times 4.75 \times 1.89^2 = 0.94 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.804 \times 0.94 = 0.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C-) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = 6 + 0.94 = 6.94 \text{ KN.m} \\ M_y = 4.27 + 0.76 = 5.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_s = 0.85 \times 6.94 = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5.89 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00102 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.945$$

$$\text{d'ou} \quad \beta_s = 0.945$$

$$A_s = \frac{5.89 \times 10^5}{0.945 \times 12 \times 40000} = 1.29 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$M_s = 0.3 \times 6.94 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{2.08 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00036 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.966$$

$$A_s = \frac{2.08 \times 10^5}{0.966 \times 12 \times 40000} = 0.44 \text{ cm}^2$$

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée :

$$M_s = 0.85 \times 5.03 = 4.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4.27 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00074 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.953$$

$$A_s = \frac{4.27 \times 10^5}{0.948 \times 12 \times 40000} = 0.93 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$M_s = 0.3 \times 5.03 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.5 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00026 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.972$$

$$A_s = \frac{1.5 \times 10^5}{0.9685 \times 12 \times 40000} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Calcul de la salle machine

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

➤ Sens x-x :

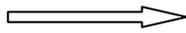
En travée :

$$M_s = 5.89 \text{KN.m} ; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \rightarrow k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.89 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 170.1 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{170.1}{46.73} = 3.64 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$



Condition vérifiée.

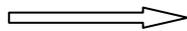
• **Aux appuis :**

$$M_s = 2.08 \text{KN.m} ; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.26 \rightarrow k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.08 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 60.06 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{60.06}{46.73} = 1.28 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$



Condition vérifiée.

➤ Sens y-y :

• **En travée :**

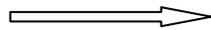
$$M_s = 4.27 \text{KN.m} ; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \rightarrow k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.27 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 123.31 \text{MPa}$$

Calcul de la salle machine

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{123.31}{46.73} = 2.64 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée.

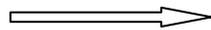
- **Aux appuis :**

$$M_s = 1.5 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.26 \rightarrow k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.5 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 43.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{43.32}{46.73} = 0.92 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée.

II.III.6- Etat limite de fissuration :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

$$\text{Les aciers } \begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{cases} \rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{(2/3) \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min\{266.67, 201.63\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens x-x**

- **En travées :**

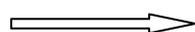
$$\rho = 0.26 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \rightarrow K_1 = 46.73 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.021.$$

$$\sigma_{st} = \frac{589}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 17.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition}$$

vérifiée.

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \bar{\sigma}_{bs}$

$$\sigma_{bs} = k \sigma_{st} = 0.021 \times 17.01 = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée.

- **En appuis :**

$$\rho = 0.26 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \rightarrow K_1 = 46.73 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.021.$$

$$\sigma_{st} = \frac{208}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 6.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \bar{\sigma}_{bs}$

$$\sigma_{bs} = k \sigma_{st} = 0.021 \times 6.01 = 0.126 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

\Longrightarrow Condition vérifiée.

➤ **Sens y-y**

- **En travées :**

$$\rho = 0.26 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \rightarrow K_1 = 46.73 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.021.$$

$$\sigma_{st} = \frac{427}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 12.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition}$$

vérifiée.

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \bar{\sigma}_{bs}$

$$\sigma_{bs} = k \sigma_{st} = 0.021 \times 15.16 = 0.318 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

\Longrightarrow Condition vérifiée.

- **En appuis :**

$$\rho = 0.26 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \rightarrow K_1 = 46.73 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.021.$$

$$\sigma_{st} = \frac{150}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 4.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \bar{\sigma}_{bs}$

$$\sigma_{bs} = k \sigma_{st} = 0.021 \times 4.33 = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

\Longrightarrow Condition vérifiée.

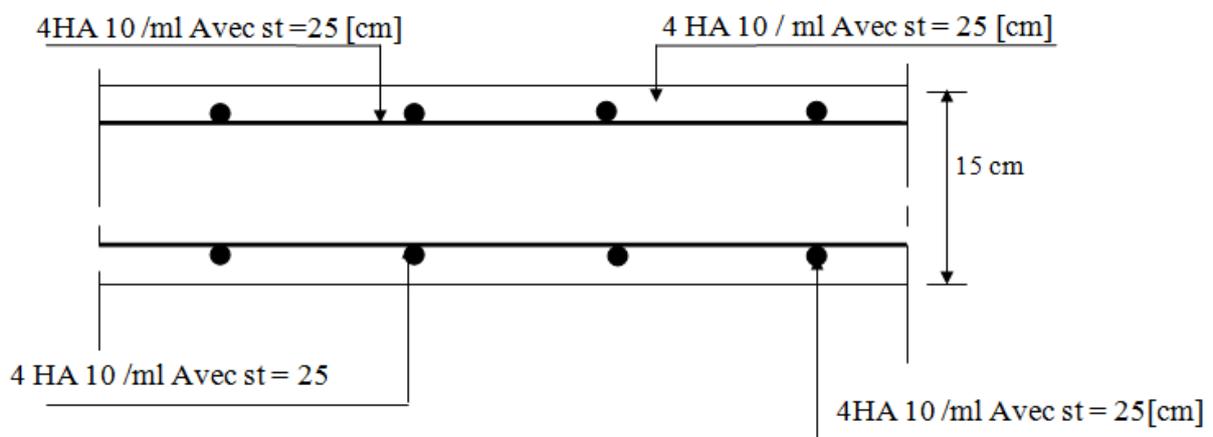
Calcul de la salle machine

Conclusion :

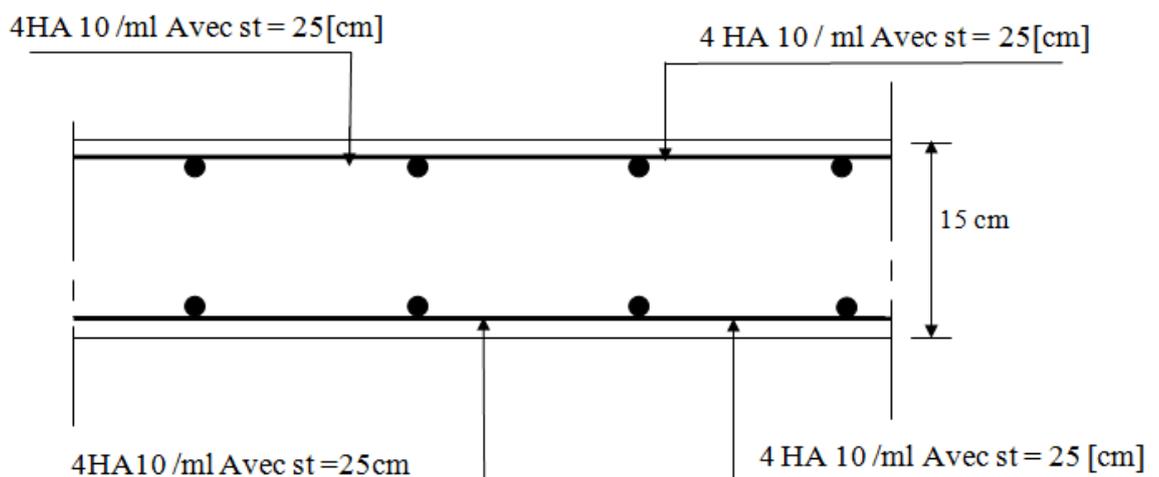
Le ferrailage le plus défavorable est celui trouve a l'ELU alors On adopte pour les travées et les appuis un ferrailage de **4HA10 (3.14 cm²/ml)** Avec un espacement de **25cm**.

Schéma du ferrailage :

Sens XX :



Sens YY :



VI.1.Introduction :

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le RPA est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

V.2.Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

VI.3Méthode de calcul : On distingue deux cas:

- **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G et Q**).

- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.4.Méthode statique équivalente :

Principe :

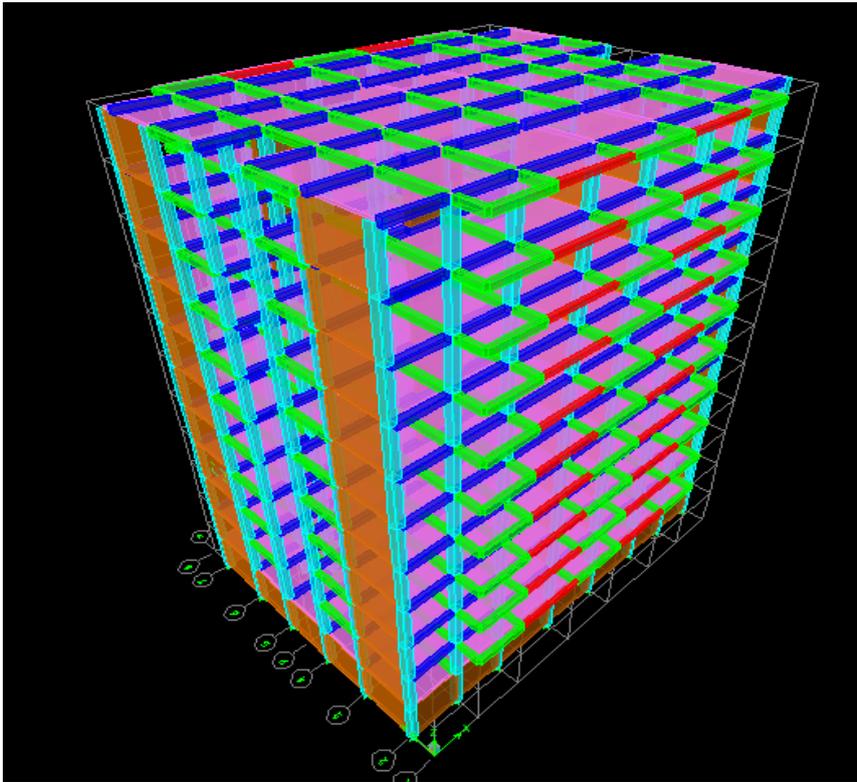
Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :



Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition : Est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur.

Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

Vérification aux exigences du RPA

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$ **Formule (4-4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

A) Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

Il est en fonction de :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau **(4.4 du RPA)**.

Vérifié P = 0, dans le cas contraire P = 0,05.

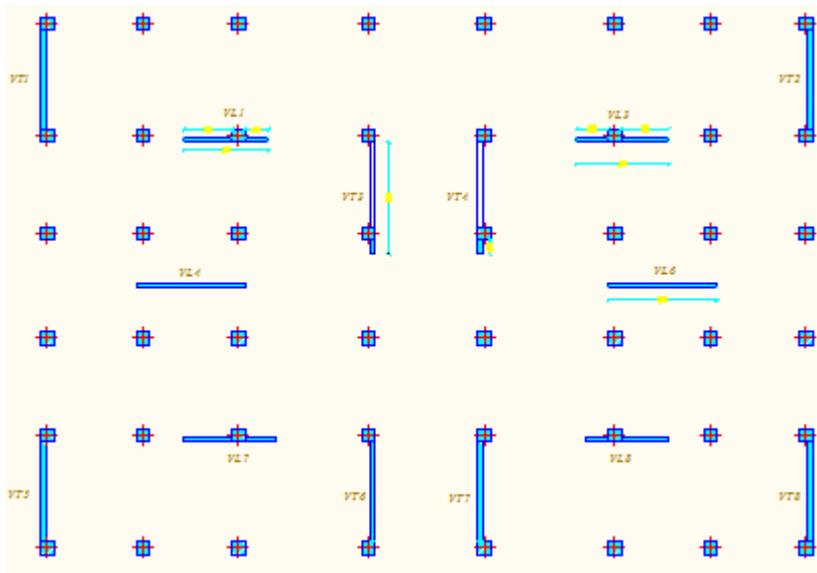
Critère q	P _q (sens transversal)	P _q (sens longitudinal)
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$\Rightarrow \begin{cases} Q_x=1.00 \\ Q_y=1.00 \end{cases}$$

A) Etude de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :

Pour déterminer la valeur de Coefficient de comportement R, on va effectuer le calcul de type de contreventement, pour cela on va calculer les inerties dans les voiles et les portiques :

F.1 - Calcul des inerties des voiles :

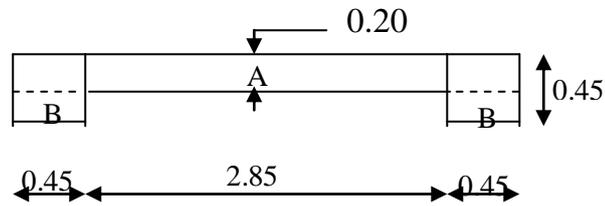


Disposition des voiles dans le RDC et les étages courants.

Etant donné que notre structure ne contient que des voiles pleins, le calcul de l'inertie de ces derniers se fera comme étant l'inertie d'une section rectangulaire de hauteur "l" (longueur du voile) et de largeur "e" (épaisseur du voile).

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Exemple de calcul : (VL4)



$$I = I_A + (I_B + S_B \times d^2)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2 \left[\frac{bh^3}{12} + S \times d^2 \right]$$

$$I = \frac{0.20 \times 3.75^3}{12} + 2 \left[\frac{0.25 \times 0.45^3}{12} + (0.25 \times 0.45) \times 1.65^2 \right]$$

$$I = 1.495 \text{ m}^4$$

Inerties des voiles transversaux :

voiles	L(m)	$I_x(\text{m}^4)$	$I_x(\text{m}^4)$
VT1	3.9	0.988	7.23
VT2	3.9	0.988	
VT3	3.4	0.655	
VT4	3.4	0.655	
VT5	3.9	0.988	
VT6	3.9	0.988	
VT7	3.9	0.988	
VT8	3.9	0.988	

les voiles longitudinaux :

voiles	L(m)	Iy(m ⁴)	Iy(m ⁴)
VL1	3.3	1.495	4.89
VL2	3.3	1.495	
VL3	3.2	0.546	
VL4	3.2	0.546	
VL5	2.9	0.406	
VL6	2.9	0.406	

- Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : inertie fictive du portique au niveau **n**.

f_n : flèche du refend au même niveau **n**.

Δ_n : déplacement du portique au niveau **n**.

Vérification aux exigences du RPA

D_n : déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

La flèche est donnée par la rotation : $f_i = \sum \frac{S_i \times d_i}{EI}$

S_i : surface de trapèze.

d_i : distance inter le centre de gravite de trapèze et le niveau considéré.

Avec :

$$S_i = (B + b) \times \frac{h}{2}$$

$$d = \frac{2B + b}{3 \cdot (B + b)} \times h$$

Figure IV .8 : Schéma de calcul de la flèche

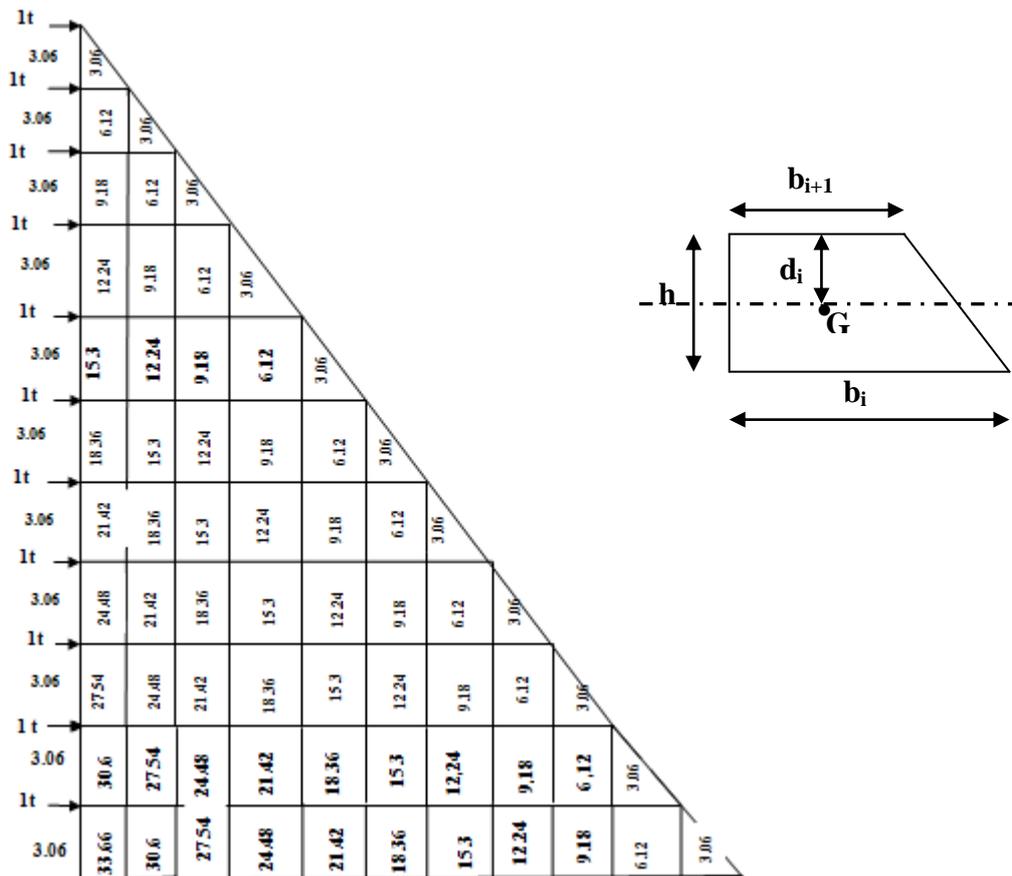


Diagramme des moments des aires

- Flèche dans les refends :(méthode des moments des aires) :

Niveau	H(m)	Bi+1(m)	Bi(m)	Di(m)	Si(m ²)	di Si(m ³)	$\Sigma Si x di =$ Elfi
9	3,06	0,00	3,06	2,040	4,682	9,551	58938,503
8	3,06	3,06	9,18	1,785	18,727	33,428	49695,689
7	3,06	9,18	18,36	1,700	42,136	71,632	44483,257
6	3,06	18,36	30,6	1,658	74,909	124,161	37363,085
5	3,06	30,6	45,9	1,632	117,045	191,017	30419,559
4	3,06	45,9	64,26	1,615	168,545	272,200	23767,376
3	3,06	64,26	85,68	1,603	229,408	367,709	17549,75

Vérification aux exigences du RPA

2	3,06	85,68	110,16	1,594	299,635	477,544	11935,18
1	3,06	110,16	137,7	1,587	379,226	601,705	7134,423
RDC	3,06	137,7	168,3	1,581	468,180	740,193	3366,477
S-SOL	3,06	168,3	201,96	1,576	566,498	893,007	892,80

$$F_{S-S} = \frac{1}{EI} (S_i D_i) = \frac{566,498 \times 1,576}{EI} = \frac{892,80}{EI}$$

$$F_{rdc} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} S_i D_i = \frac{566,498 \times 4,636 + 468,180 \times 1,581}{EI} = \frac{3366,477}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i D_i = \frac{566,498 \times 7,696 + 468,180 \times 4,641 + 379,226 \times 1,587}{EI} = \frac{7134,423}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i D_i = \frac{566,498 \times 10,75 + 468,180 \times 7,701 + 379,226 \times 4,647 + 299,635 \times 1,594}{EI} =$$

$$\frac{11935,18}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i D_i = \frac{17549,75}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i D_i = \frac{23767,376}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i D_i = \frac{30419,559}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i D_i = \frac{37363,081}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i D_i = \frac{44483,257}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i D_i = \frac{49695,689}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=11} S_i D_i = \frac{58938,503}{EI}$$

Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

Avec :
$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

• Rotation d'étage :

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :
$$E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :
$$E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{rn}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

F_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

Vérification aux exigences du RPA

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Remarque:

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Vérification aux exigences du RPA

Inertie fictive des portiques longitudinaux :

NIVEAU	H	$\Sigma K t$	$\Sigma K p$	Mn	Mn+1	E θ .	E. Ψ	Δi	$\Sigma \Delta i$	Fi	Ie i
9	3,06	0,014	0,054	3,06	0	9,1	27,31	83,56	4672,14	58938,503	12,62
8	3,06	0,014	0,054	6,12	3,06	27,32	54,64	167,20	4588,58	49695,689	10,83
7	3,06	0,014	0,054	9,18	6,12	45,54	81,96	250,80	4421,38	44483,257	10,06
6	3,06	0,014	0,054	12,24	9,18	63,75	109,28	334,40	4170,58	37363,085	8,95
5	3,06	0,014	0,054	15,3	12,24	81,96	136,60	417,99	3836,18	30419,559	7,93
4	3,06	0,014	0,0054	18,36	15,3	100,18	163,87	501,44	3418,19	23767,376	6,95
3	3,06	0,014	0,054	21,42	18,36	118,40	191,25	585,22	2916,75	17549,75	6,01
2	3,06	0,014	0,054	24,48	21,42	136,60	210,06	642,78	2331,53	11935,18	5,12
1	3,06	0,014	0,054	27,54	24,48	137,82	220,07	673,41	1688,75	7134,423	4,22
RDC	3,06	0,014	0,054	30,60	27,54	139	220,37	674,33	1015,34	3366,477	3.32
S-SOL	3,06	0,018	0,054	33,66	30,60	119	111,44	341,01	341,01	892,80	2.62

Vérification aux exigences du RPA

L'inertie fictives des portiques transversaux :

NIVEAU	H	ΣK_t	ΣK_p	M _n	M _{n+1}	E.θ	E.Ψ	Δ i	$\Sigma \Delta i$	F _i	I _{e i}
9	3,06	0,011	0,054	3,06	0	12,00	28,00	85,68	4951,23	58938,503	11,90
8	3,06	0,011	0,054	6,12	3,06	34,78	55,85	170,90	4865,55	49695,689	10,21
7	3,06	0,011	0,054	9,18	6,12	58,00	83,74	256,24	4594,65	44483,257	9,68
6	3,06	0,011	0,054	12,24	9,18	81,14	111,62	341,56	4438,41	37363,085	8,42
5	3,06	0,011	0,054	15,3	12,24	104,32	139,52	426,93	4096,85	30419,559	7,42
4	3,06	0,011	0,054	18,36	15,3	127,50	167,43	512,33	3669,99	23767,376	6,48
3	3,06	0,011	0,054	21,42	18,36	150,68	195,32	597,67	3157,62	17549,75	5,56
2	3,06	0,011	0,054	24,48	21,42	173,86	223,21	683,02	2559,95	11935,18	4,66
1	3,06	0,011	0,054	27,54	24,48	197,00	233,83	715,52	1876,93	7134,423	3,80
RDC	3,06	0,011	0,054	30,60	27,54	220,22	251,11	768,40	1161,41	3366,477	2,90
S-SOL	3,06	0,013	0,054	33,66	30,60	153,00	128,44	393,01	393,01	892,80	2,27

Vérification aux exigences du RPA

L' inerties moyennes des portiques :

Sens longitudinale :

NIVEAU	S- SOL	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
Iey(m ⁴)	2,62	3.32	4.22	5.12	6.01	6.95	7.93	8.95	10.06	10.83	12.62
Imoy(m ⁴)	7.15										

Sens transversale :

NIVEAU	S- SOL	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09
Iex(m ⁴)	2.27	2.90	3.80	4.66	5.65	6.48	7.42	8.42	9.68	10.21	11.90
Imoy(m ⁴)	6.70										

Comparaison des inerties :

Sens longitudinale :

	Imoy par niveau(m⁴)	% de participation
Portiques	7.15	59.38%
Voiles	4.89	40.61 %
somme	12.04	100 %

Sens transversale :

	Imoy par niveau(m⁴)	% de participation
Portiques	6.70	48.09 %
Voiles	7.23	51.90 %
somme	13.93	100 %

Conclusion :

Du fait que l'inertie des voiles dépasse les 20% et l'inertie des portiques dépasse les 25% (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique (4a) dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau 4.3 RPA99 révisé 2003).

Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

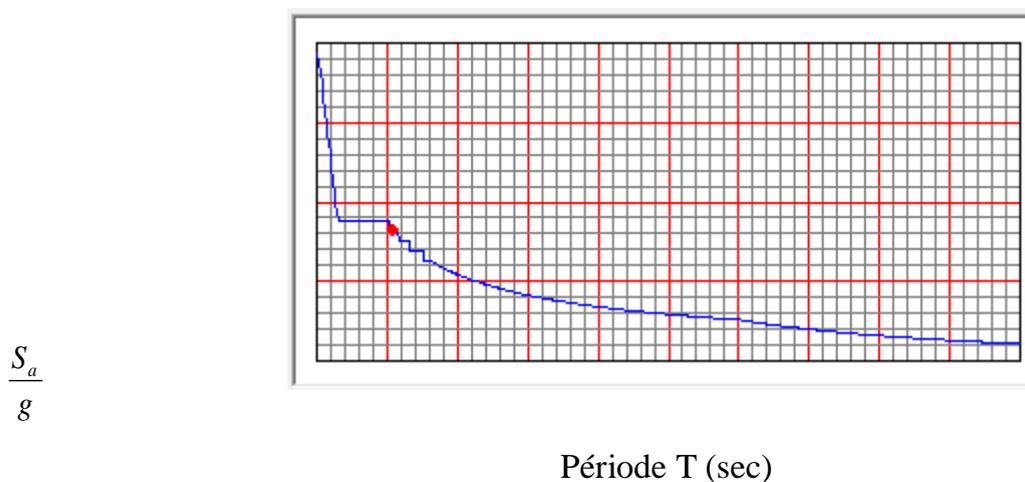


Fig.5. Spectre de réponse de calcul.

VI.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Selon le RPA 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 déterminées par la *méthode statique équivalente* (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.2.3 RPA 99/modifié 2003})$$

Vérification aux exigences du RPA

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure.

a. Coefficient d'accélération de la zone :

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A= 0.25$.

b. Coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 du RPA) en fonction du système de contreventement : $R= 5$ (contrevente est mixte)

c. Facteur d'amplification dynamique moyen :

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99 modifié 2003) $T_2 = 0,5\text{s}$ (site meuble).

Vérification aux exigences du RPA

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7.$$

Où $\zeta(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

Pour notre cas :

$$\zeta = 10\% + 7\% = 8,5\% \quad (\text{tableau 4.2 RPA 99 modifié 2003}).$$

$$\mathbf{D'o\grave{u} : \eta = 0,82 > 0,7 .}$$

$$D_x = 2,5 \eta (\sqrt{T_2 - T})^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \times (\sqrt{0,5 - 0,76})^{2/3} = 1,55$$

$$D_y = 2,5 \eta (\sqrt{T_2 - T})^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \times (\sqrt{0,5 - 0,76})^{2/3} = 1,55$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, est calculée dans les deux sens selon les formules suivantes :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W_T \quad ; \quad V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W_T$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,55 \times 1,00}{5} \times 64876,18 \Rightarrow V_x = 5027,90 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,55 \times 1,00}{5} \times 64876,18 \Rightarrow V_y = 5027,90 \text{ KN}$$

Conclusion :

$$\mathbf{On a : } V_x = 5027,90 \times 0,8 = 4022,32 \text{ KN} < V_{\text{dyn}} = 4820,40 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$V_y = 5027,90 \times 0,8 = 4022,32 \text{ KN} < V_{\text{dyn}} = 5144,55 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

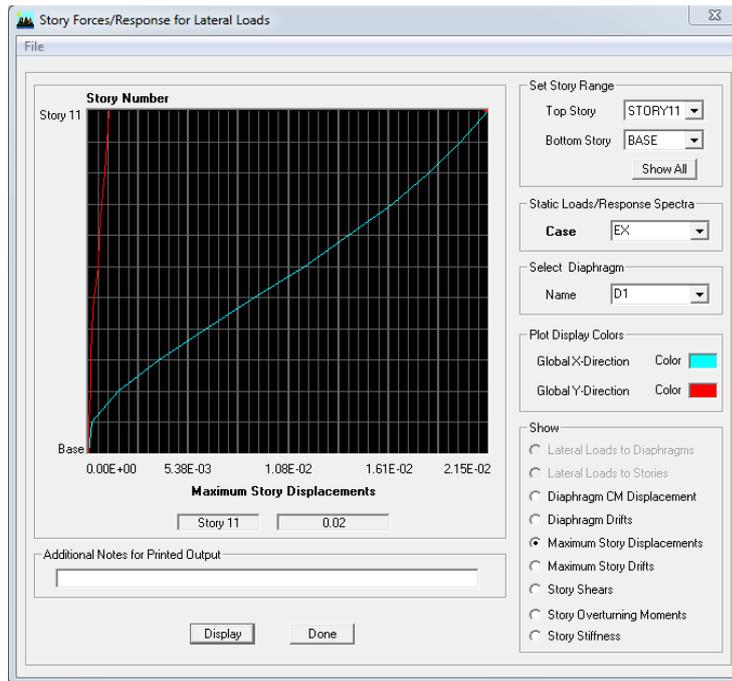
Vérification aux exigences du RPA

Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

1- Déplacement maximal :



Vérification des déplacements selon E_x .

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

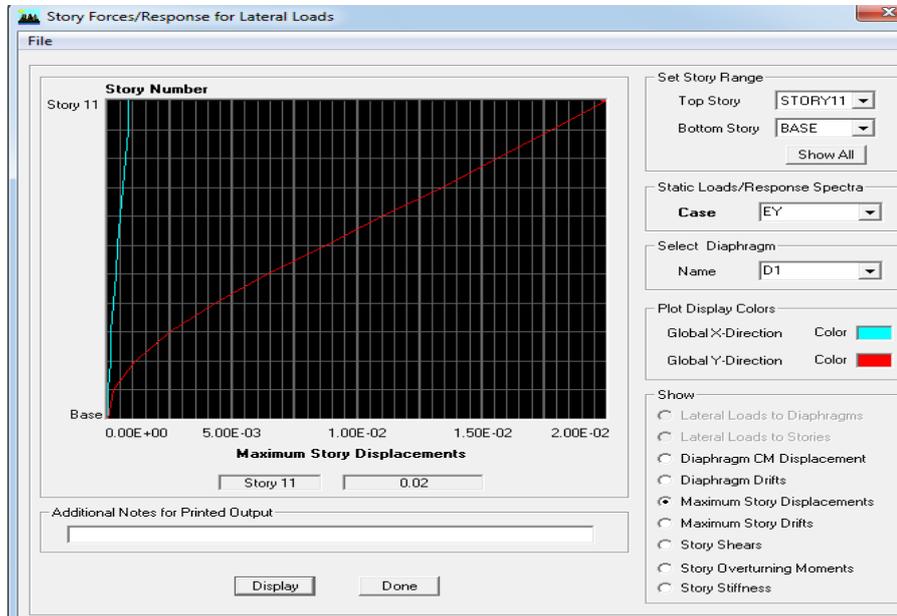
f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{33,66}{500} = 0.06$$

Condition vérifiée

Suivant Y :



Vérification des déplacements selon E_y .

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{33,66}{500} = 0.06$$

Condition vérifiée

Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le Déplacement horizontal inter étage :

à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Vérification aux exigences du RPA

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
9	0.0213	0.0197	0,0015	0.0021	0.0306	OK
8	0.0198	0.0176	0,0017	0.0021	0.0306	OK
7	0.0181	0.0155	0,0020	0.0023	0.0306	OK
6	0.0161	0.0132	0,0022	0.0023	0.0306	OK
5	0.0139	0.0109	0,0024	0.0023	0.0306	OK
4	0.0115	0.0086	0.0026	0.0022	0.0306	OK
3	0.0089	0.0064	0.0026	0.0021	0.0306	OK
2	0.0063	0.0043	0.0025	0.0018	0.0306	OK
1	0.0038	0.0025	0.0022	0.0015	0.0306	OK
RDC	0.0016	0.0010	0.0014	0.0008	0.0306	OK
S-SOL	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0306	OK

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à 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 portée considérée du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

Vérification aux exigences du RPA

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7) :

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 26,2 = 1.31 \text{ m}$

$e_y = 0.05 \times 18.25 = 0.91 \text{ m}$

Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Etage	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité		Excentricité accidentelle
	X	Y	X	Y	X	Y	e_x	e_y	
S-SOL	592,1725	592,1725	13,104	10,738	13,099	10,861	0,005	-0,123	1,31
RDC	589,6789	589,1725	13,064	10,738	13,086	10,815	-0,022	-0,077	
ETAGE1	589,6789	589,1725	13,064	10,738	13,070	10,783	-0,006	-0,045	
ETAGE2	589,6789	589,1725	13,064	10,738	13,055	10,759	0,009	-0,021	
ETAGE3	589,6789	589,1725	13,064	10,738	13,039	10,726	0,025	0,012	
ETAGE4	589,6789	589,1725	13,064	10,738	13,024	10,714	0,04	0,024	0.91
ETAGE5	589,6789	589,1725	13,064	10,738	13,009	10,703	0,055	0,035	
ETAGE6	589,6789	589,1725	13,064	10,738	12,995	10,694	0,069	0,044	
ETAGE7	589,6789	589,1725	13,064	10,738	12,983	10,686	0,081	0,052	
ETAGE8	589,6789	589,1725	13,064	10,738	12,973	10,686	0,091	0,052	
ETAGE9	588,3353	588,3353	13,124	10,837	12,967	10,680	0,157	0,157	

La condition est vérifiée

Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure

Vérification aux exigences du RPA

Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P_k (KN)	$\Delta_{k\xi}$ (μ)	$\Delta_{k\psi}$ (μ)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	$\theta_{k\xi}$	$\theta_{k\psi}$	Vérification
9	5921,725	0.0015	0.0021	1018.74	1200.77	3.06	0.0028	0.0034	OK
8	5896,789	0.0017	0.0021	1758.52	2010.76	3.06	0.0018	0.0020	OK
7	5896,789	0.002	0.0023	2400.62	2648.31	3.06	0.0016	0.0017	OK
6	5896,789	0.0022	0.0023	2956.7	3225.76	3.06	0.0014	0.0014	OK
5	5896,789	0.0024	0.0023	3438.53	3710.98	3.06	0.0013	0.0012	OK
4	5896,789	0.0026	0.0022	3849.91	4111.64	3.06	0.0013	0.0010	OK
3	5896,789	0.0026	0.0021	4194.04	4441.52	3.06	0.0012	0.0009	OK
2	5896,789	0.0025	0.0018	4466.75	4692.7	3.06	0.0011	0.0007	OK
1	5896,789	0.0022	0.0015	4662.64	4906.49	3.06	0.0009	0.0006	OK
RDC	5896,789	0.0014	0.0008	4797.06	5081.6	3.06	0.0006	0.0003	OK
S-		0.0002	0.0002						OK
SOL	5883,353			4820.4	5144.57	3.06	0.00008	0.00007	

Tableau5.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

Vérification aux exigences du RPA

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « **0.1** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Les Modes de Vibration :

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0.755683	70.3997	0.1176
2	0.689233	70.5238	66.0975
3	0.689233	70.5517	66.1998
4	0.689233	82.846	66.2016
5	0.689233	82.8469	82.6452
6	0.689233	82.8469	82.7204
7	0.689233	87.6173	82.7206
8	0.689233	87.6174	89.4323
9	0.689233	87.6175	89.5038
10	0.689233	90.315	89.5039
11	0.689233	92.0821	89.5039
12	0.689233	92.0821	93.2234

On remarque que notre structure a atteint les 90% au mode 12 donc la **condition est vérifiée**.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on conclu que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs sont vérifiées.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Les déplacements maximaux sont vérifiées.

Toutes les vérifications sont satisfaites donc on peut passer au ferrailage de la structure.

I. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

a-	$1.35 G + 1.5 Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
b-	$G + Q + E$	RPA 99 Version 2003
	$0.8 G + E$	RPA 99 Version 2003

V.A.1 : Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel **ETABS**.

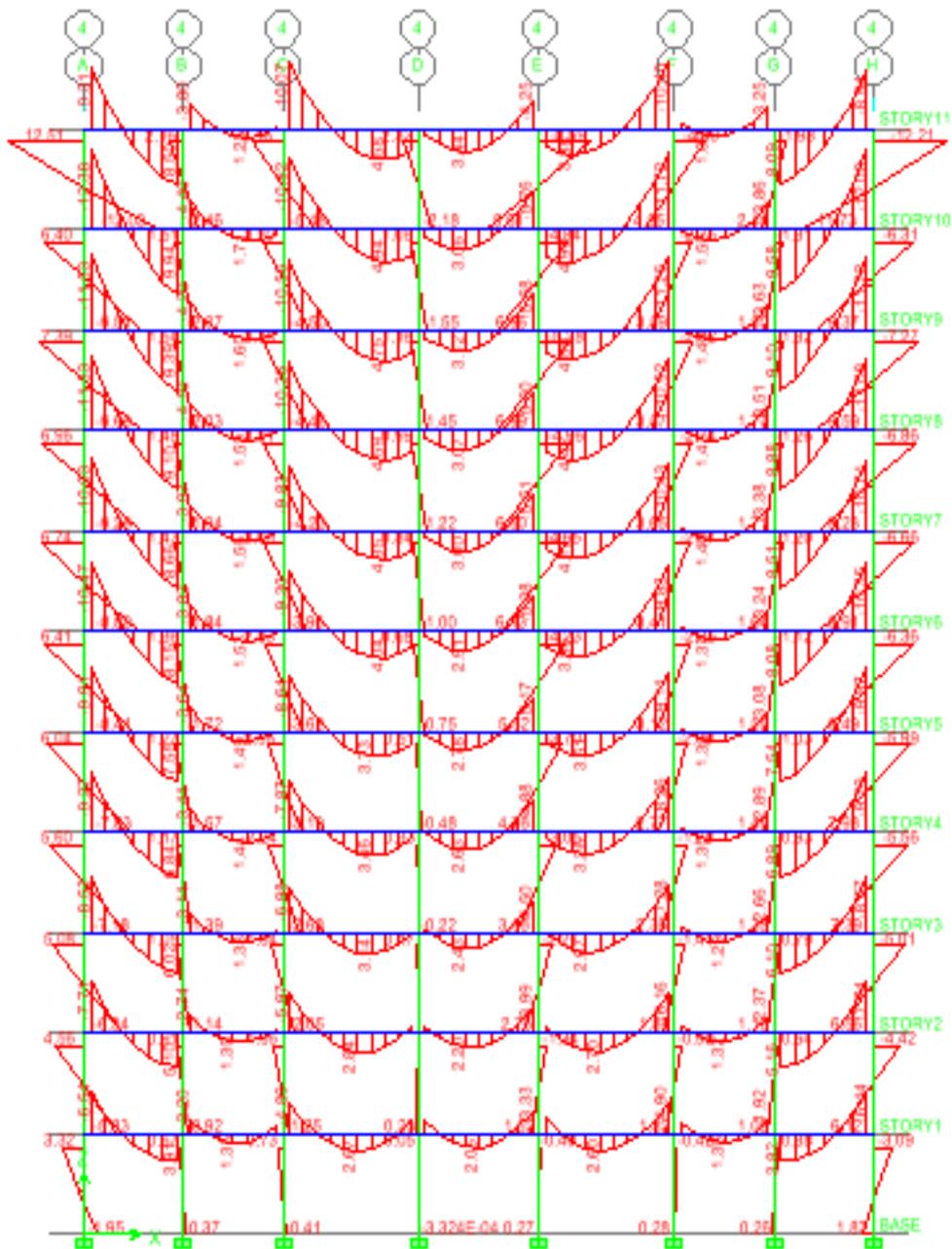


Diagramme des moments M3-3

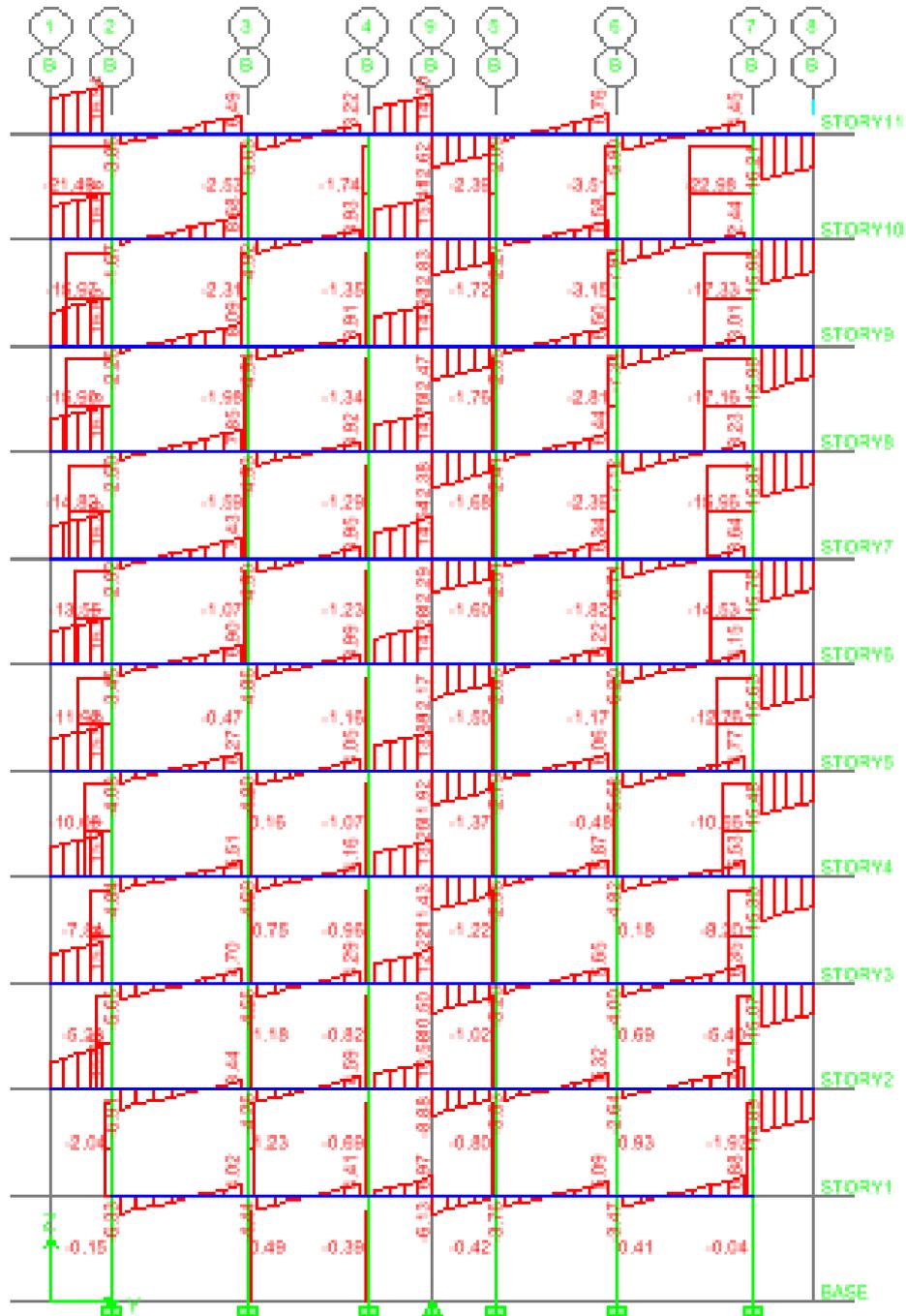


Diagramme des efforts tranchants

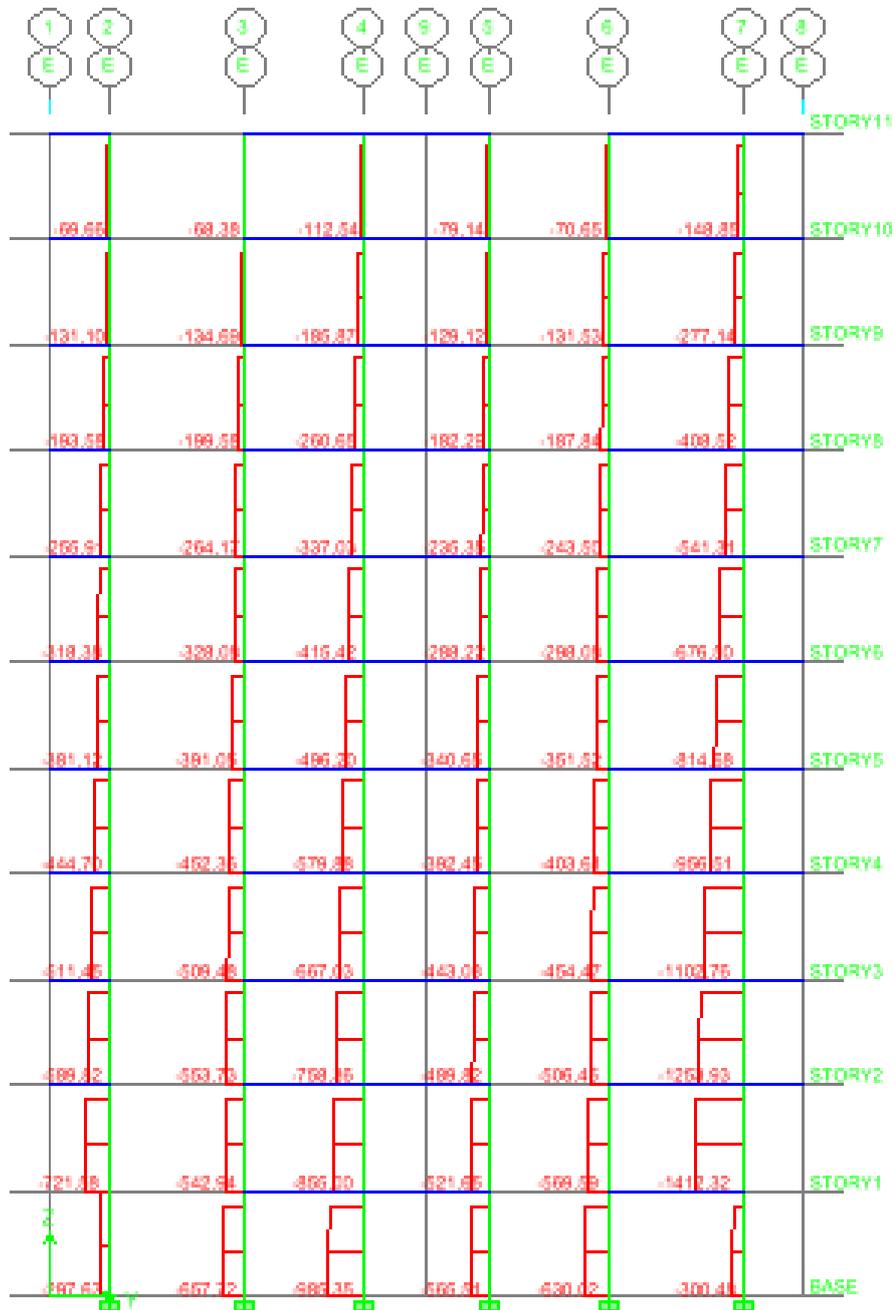


Diagramme des efforts normaux

2. Recommandation du RPA version 2003 :

2.a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 50Φ (zone III)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2.b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Φ_t : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

$$\text{Si } \mu_b \leq \mu \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

Ferraillage des Poutres

Si $\mu_b > \mu \Rightarrow$ section doublement armée

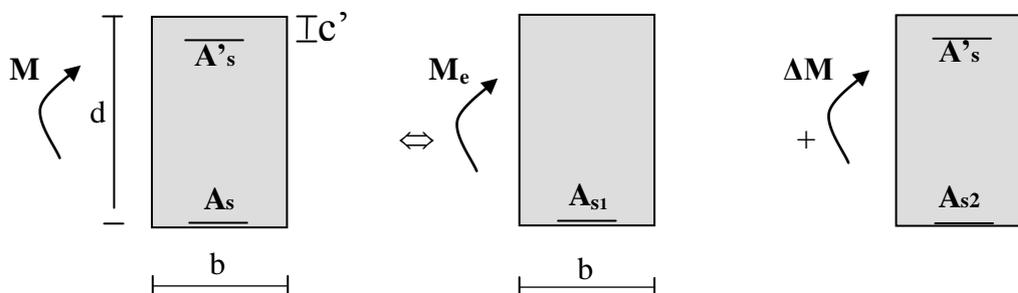
- Section sans armatures comprimées ($A's = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Section avec armatures comprimées ($A's \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A's$: La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A's = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Ferraillage des poutres transversales a l'ELU								
	M_u^{\max}	μ	Obs	β	A_s [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	Ferraillage	A_s adoptée
Travée	63.18	0.102	SSA	0.946	5.05	1.38	3HA16	6.03
Appui	99.23	0.162	SSA	0.911	8.23	1.38	3HA16+2HA14	9.11

Ferraillage des Poutres

Ferraillage des poutres longitudinale a l'ELU								
	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferraillage	As adoptée
Travée	41.81	0.0679	SSA	0.965	3.27	1.38	6HA12	6.78
Appui	107.59	0.174	SSA	0.904	8.99	1.38	3HA16+3HA14	10.65

Vérification de la condition de non fragilité :

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

- Poutres principales de (30×40): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$.

- Poutres secondaires de (30×40): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

Vérification à l'ELS :

• ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$RF_+ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A'_s (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

y_1 : position de l'axe neutre, donnée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y_1^3 - n A'_s (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$$

Remarque :

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de β_1 et K.

Ferraillage des Poutres

-les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification a l'état limite de compression du béton aux poutres									
	M_s^{\max}	Asu	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
PP	35.91	2.84	0.058	0.959	107	34.70	0.33	15	Vérifiée
PS	45.52	3.63	0.096	0.948	81	34.81	0.43		Vérifiée

Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales $\tau_u = \frac{37,80 \cdot 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,33 \text{MPa}$

Poutres secondaires $\tau_u = \frac{52,59 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,46 \text{MPa}$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 4.35\text{MPa.}$$

Poutres longitudinales $\tau_u = 0,33 \text{MPa} < 4.34 \text{MPa}$ **La condition est vérifiée.**

Poutres transversales $\tau_u = 0,46 \text{MPa} < 4.34 \text{MPa}$ **La condition est vérifiée.**

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appuis : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$. On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

Ferraillage des Poutres

$$D'où \quad A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{Poutres longitudinales} \quad 37,80 - \frac{107,59}{0,9 \times 0,38} = -276,8 < 0.$$

$$\text{Poutres transversales} \quad 52,59 - \frac{97,24}{0,9 \times 0,38} = -231,7 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales} \quad T_u = 37,80 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 892,17 \text{KN} .$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad T_u = 52,59 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 892,17 \text{KN} .$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres} .$$

Poutres longitudinales :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 24,50 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{37,80 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,245} = 0,45 < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres transversales :

$$3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 23,86 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{52,59 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,2386} = 0,64 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Ferraillage des Poutres

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4.l_s$ » pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16,93$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22,58$ cm.

- **ELS vis-à-vis des déformations :**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} »

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Sens longitudinal : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84$

Sens transversal : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68$

- **Evaluation de la flèche : [BAEL91/B.6.5,3]**

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec $n = 15$

Ferraillage des Poutres

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

$$= \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

σ_s : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche des poutres														
	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Asu	σ_s	ρ	λ_v	μ_{\max}	Io [cm^4]	Ifv	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
PP	35.91	4.20	10818.87	40	2.84	34.70	0.058	0.14	0.36	173802.4	182009.4	0.00032	0.84	Vérifiée
PS	45.52	3.40	10818.87	40	3.63	34.81	0.096	0.087	0.23	177641.8	148372.04	0.00033	0.68	Vérifiée

Ferraillage des Poutres

f) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1.14 ; 1.4 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$

g) Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 10\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30 x 40): $S_t = 8.75\text{cm}$, Soit **$S_t = 7\text{cm}$**

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 20\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30 x 40): $S_t = 17.5\text{cm}$

Soit **$S_t = 15\text{cm}$**

h) Délimitation de la zone nodale :

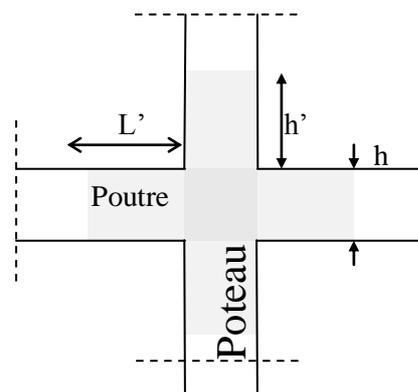
$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

- $h' = 60\text{ cm}$

- $L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$: poutre principales de (30 x 40):

- $L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$: poutre secondaire de (30 x 40):

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

j) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

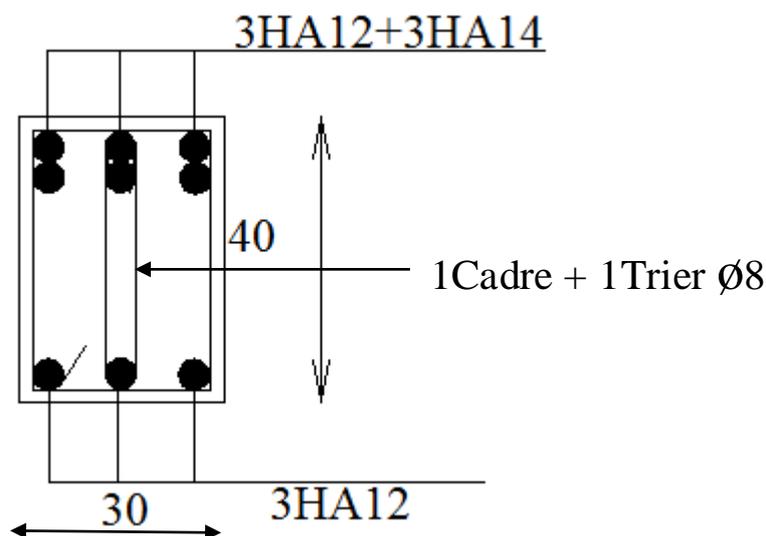
- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale a :
 - $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
 - $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Schéma du ferraillage des poutres longitudinales :

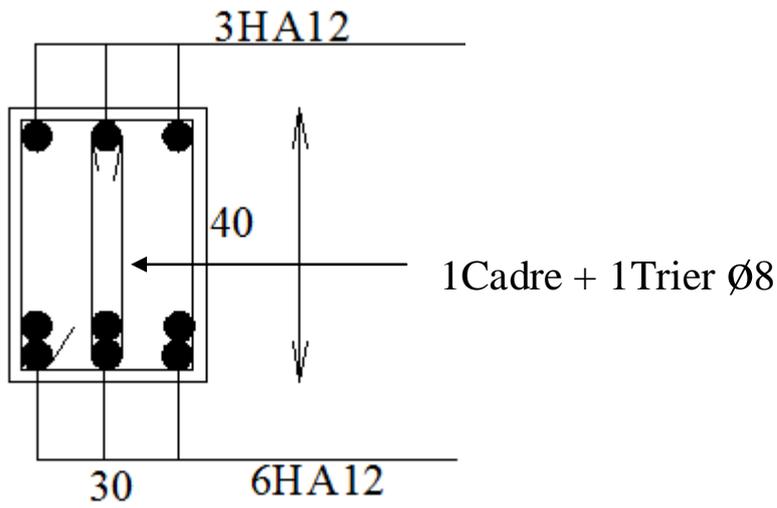
Poutre longitudinales :

en appuis



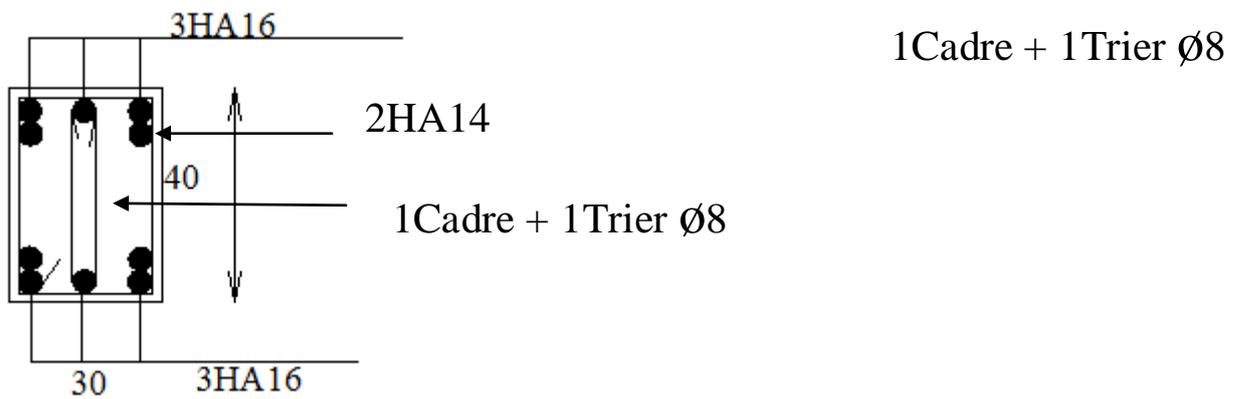
Ferraillage des Poutres

En travée

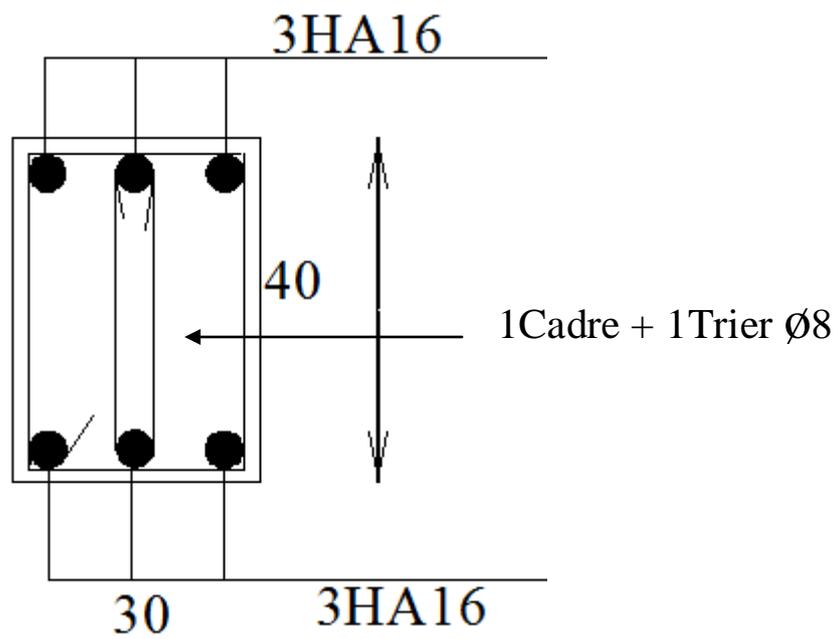


Poutres transversales :

En appuis



En travée :



V-1-Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	γ_s	fC28 (Mpa)	f _{bu} (Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)	γ_b
Situation durable	1,15	25	14,2	400	348	1,5
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400	1,15

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

❖ Combinaisons de calcul :

RPA.99/modifié 2003 :

$$G + Q \pm E$$
$$0.8 G \pm E$$

BAEL.91/modifié 99 :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$
$$\text{ELS : } G + Q$$

V.A.1 : Détermination des efforts internes :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

- Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

a) On calcule l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_b^{\max} = b \times h \times f_{bc}$$

b) On calcule le coefficient de remplissage ψ_1 égal au rapport entre l'effort normal réel et l'effort de compression centré maximal

Ferraillage des Poteaux

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_b^{\max}} = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}}$$

c) On compare le coefficient ψ_1 à 0,81

➤ si $\psi_1 \leq 0,81$: On détermine l'excentricité critique ζ :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

On calcul $e_{nc} = \zeta \times h$ et $e = \frac{M_u}{N_u}$

$e \leq e_{nc} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint, on place le pourcentage minimal d'armatures

$e > e_{nc} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée et l'ELU peut ne pas être atteint

➤ si $\psi_1 > 0,81$:

On détermine le coefficient « x »

$$x = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$x \geq 0,19 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$0 \leq x < 0,19 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée et pas besoin d'aciers inférieurs A_s mais seulement d'aciers supérieurs A_s'

d) Dimensionnement :

• Section partiellement comprimée :

- On calcul un moment de flexion fictif :

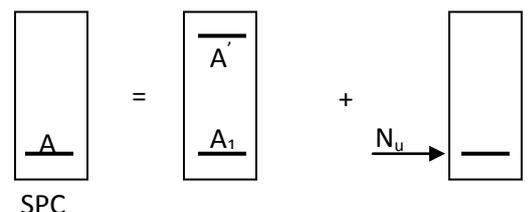
$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

- Calcul des armatures : on calcul les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le moment fictif.

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



Ferraillage des Poteaux

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée

On calcul :

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

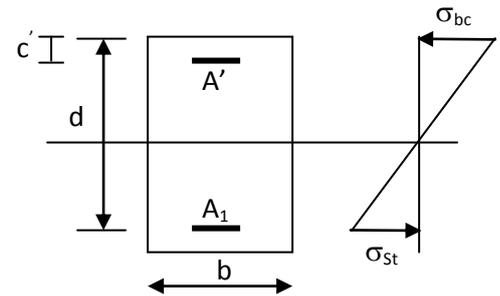
La section réelle d'armature : $A_s = A'_s$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• Section entièrement comprimée :

Les sections d'armatures valent :

$$\begin{cases} A_s = \frac{N_u - (d - 0,5h + e) - b \times h \times f_{bc} (d - 0,5h)}{(d - d') \sigma'_{s2}} \\ A'_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma'_{s2}} - A_s \end{cases}$$

σ'_{s2} Contrainte de compression des aciers correspondant à une déformation de 2 %



V-1-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003

V-1-1-1-Armatures longitudinales

D'après le **RPA 2003 (article 7.4.2)**,

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,9% × b × h (en zone III)**
 - ❖ Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,22 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera **de 6% × b × h (en zone III)**
 - ❖ Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage maximal en zone courante sera **4% × b × h (en zone III)**
 - ❖ Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
 - Le diamètre minimal est de **12[mm]**

Ferraillage des Poteaux

➤ longueur minimal de recouvrement est de **50 ϕ en zone III**.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III**.

- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ❖ La zone nodale est constituée par le nœud *poutre-poteaux* proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

V-1-1-2-Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \quad (\text{article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7h_e$$

S_t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 306 = 16,49$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2,5$.

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales en zone III est comme suit :

-Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

-Dans la zone courante:

Ferraillage des Poteaux

$$S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\phi \right)$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante $S_t = 12\text{cm}$.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 ϕ** minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants (**ϕ cheminées > 12cm**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ Poteaux (45x45) :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

$$\Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 3.75$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{3.75 \times 88.93 \times 1000}{45 \times 40000} \right) \times 10 = 1.85 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{3.75 \times 88.93 \times 1000}{45 \times 40000} \right) \times 12 = 2.22 \text{ cm}^2$$

➤ Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 50\phi_t = 50 \times 0.8 = 40 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en pourcentage est donnée comme suit :

- Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si : $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

- λ_g : L'élançement géométrique du poteau
- b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Ferrailage des Poteaux

$$\text{D'où : } A_t^{\min} = 0.36\% S_t \times b$$

En zone nodale (St = 10cm) :

➤ Poteau de (45×45) cm² $A_t = 0.0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$.

En zone courante (St = 15cm) :

➤ Poteau de (45×45) cm² $A_t = 0.0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2$.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

➤ **V-1-2-Calcul du ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poteaux (45x45)cm² :

Cas d'une compression :

Situation	Nu	Mu	eu	obser	Amin	Atot	Aadop	Choix
accid	0.09	31,98	355	SPC	18.22	1.93	20.6	4HA20+4HA16
accid	2177,79	33,98	0.016	SEC	18.22	0.00	20.6	4HA20+4HA16
accid	993,27	138,135	0,14	SEC	18.22	0.00	20.6	4HA20+4HA16

Cas d'une traction :

Situation	Nu	Mu	eu	obser	Amin	Atot	Aadop	Choix
accid	-0.21	-22.32	103.28	SPC	18.22	1.35	20.6	4HA16+4HA20
accid	-748,4	-3.27	0.005	SEC	18.22	18.71	20.6	4HA16+4HA20
accid	-17.39	-136.72	7.86	SPC	18.22	8.78	20.6	4HA16+4HA20

Tableau : Ferraillage des poteaux de (45x45cm²)

Vérification a L'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

• Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

• Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Puis on fait la vérification.

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Ferraillage des Poteaux

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

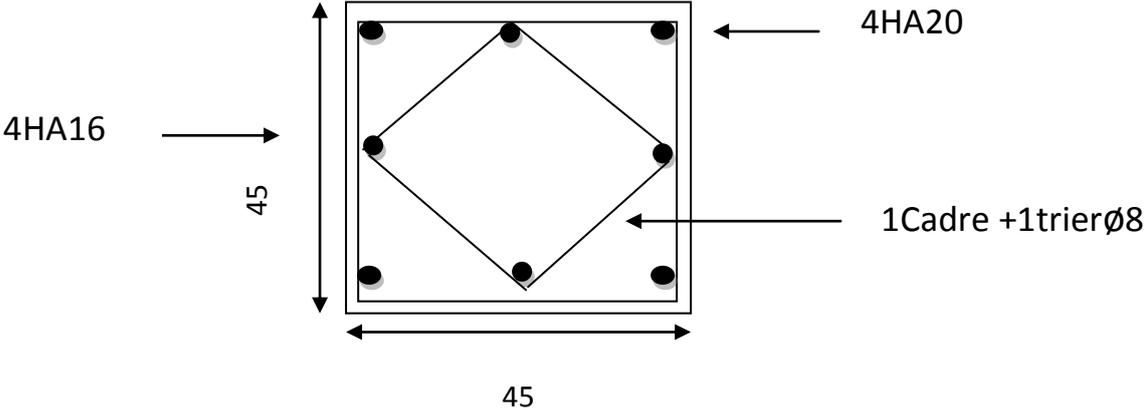
Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

		Vérfications à l'ELS										
Niv	Sec	Combinaison	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e _s	A _{min} CNF	Nature	A _{adop}	σ _{sup} [Mpa]	σ _{inf} [Mpa]	σ _b	Observation
9	45x45	N _{max}	153.53	0.94	0.006	5.61	SEC	20.6	0.7	0.6	15	Vérifiée
		N _{min}	23.38	24.88	1.06	6.13	SPC		0.4	0.2		Vérifiée
		M _{max}	114.2	41.17	0.36	5.77	SEC		3.3	0.0		Vérifiée
8	45x45	N _{max}	155.77	2.30	0.015	5.61	SEC	20.6	0.8	0.6	15	Vérifiée
		N _{min}	66.77	12.79	0.19	5.69	SEC		1.1	0.0		Vérifiée
		M _{max}	219.79	35.22	0.16	5.68	SEC		2.9	0.0		Vérifiée
7	45x45	N _{max}	500.98	64.875	0.129	5.67	SEC	20.6	5.6	0.0	15	Vérifiée
		N _{min}	107.13	14.52	0.135	5.67	SEC		1.2	0.0		Vérifiée
		M _{max}	326.65	34.263	0.104	5.66	SEC		3.2	0.0		Vérifiée
6	45x45	N _{max}	665.84	62.086	0.093	5.65	SEC	20.6	6	0.0	15	Vérifiée
		N _{min}	146.71	13.255	0.09	5.65	SEC		1.3	0.0		Vérifiée
		M _{max}	434.5	31.87	0.07	5.64	SEC		3.5	0.3		Vérifiée
5	45x45	N _{max}	833.79	59.211	0.07	5.64	SEC	20.6	6.6	0.6	15	Vérifiée
		N _{min}	185.93	12.298	0.066	5.64	SEC		1.4	0.2		Vérifiée
		M _{max}	544.27	28.96	0.053	5.63	SEC		3.8	0.9		Vérifiée
4	45x45	N _{max}	1005.55	55.492	0.05	5.63	SEC	20.6	7.1	1.6	15	Vérifiée
		N _{min}	224.81	10.974	0.048	5.63	SEC		1.5	0.4		Vérifiée
		M _{max}	652.17	24.769	0.04	5.63	SEC		4.1	1.6		Vérifiée

Ferrailage des Poteaux

Vérfications à l'ELS												
Niv	Sec	Combinaison	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e _s	Amin CNF	Nature	Aadop	σ _{sup} [Mpa]	σ _{inf} [Mpa]	σ _b	Observation
3	45x45	Nmax	1181.97	51.266	0.043	5.63	SEC	20.6	7.7	2.6	15	Vérifiée
		Nmin	263.07	9.406	0.036	5.62	SEC		1.6	0.7		Vérifiée
		Mmax	770.9	21.069	0.027	5.62	SEC		4.4	2.3		Vérifiée
2	45x45	Nmax	1364.01	44.986	0.033	5.62	SEC	20.6	8.2	3.7	15	Vérifiée
		Nmin	299.51	7.445	0.025	5.63	SEC		1.7	0.9		Vérifiée
		Mmax	888.9	16.015	0.018	5.62	SEC		4.7	3.1		Vérifiée
1	45x45	Nmax	1552.31	44.583	0.03	5.62	SEC	20.6	9.0	4.5	15	Vérifiée
		Nmin	329.49	5.33	0.016	5.61	SEC		1.7	1.2		Vérifiée
		Mmax	1005.33	9.938	0.01	5.60	SEC		4.9	3.9		Vérifiée
RDC	45x45	Nmax	1749.87	6.138	0.01	5.60	SEC	20.6	7.9	7.3	15	Vérifiée
		Nmin	333.93	2.85	0.01	5.60	SEC		1.6	1.3		Vérifiée
		Mmax	528.18	6.431	0.013	5.62	SEC		2.6	2.0		Vérifiée
S-SOL	45x45	Nmax	1278.5	0.767	0.01	5.60	SEC	20.6	5.6	5.5	15	Vérifiée
		Nmin	129.32	3.40	0.026	5.62	SEC		0.7	0.4		Vérifiée
		Mmax	148.27	4.018	0.027	5.62	SEC		0.8	0.4		Vérifiée

Schéma du ferraillage :



Ferraillage des voiles

1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : Sous Sol
- Zone II : RDC ,1^{ème} , 2^{ème} , 3^{ème} . 4^{ème} et 5^{ème} étage
- Zone III : 6^{ème} ,7^{ème} , 8^{ème} ,et 9^{ème} étage

8.2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

8.3) Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

8.3.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

Ferraillage des voiles

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

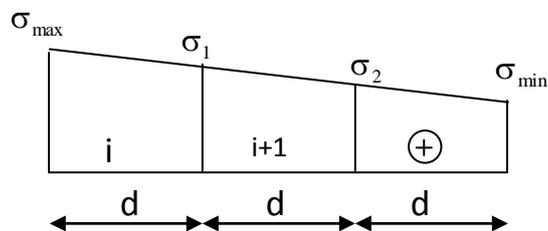
- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

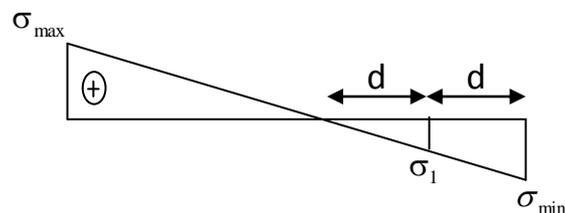
e : épaisseur du voile.



- **Section partiellement comprimée :**

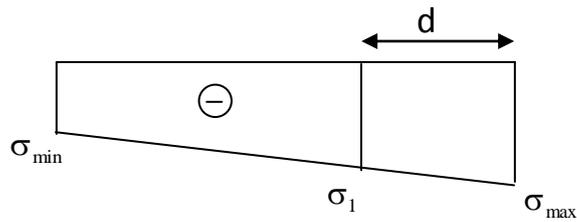
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



8.3.2) Détermination des armatures :

- **Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Ferraillage des voiles

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1,}$$

21BAEL91modifiées 99)

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1,}$$

21BAEL91modifiées 99)

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

➤ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

Ferraillage des voiles

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\% B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

Ferraillage des voiles

8.3.3) Dispositions constructives :

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots(\text{ Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

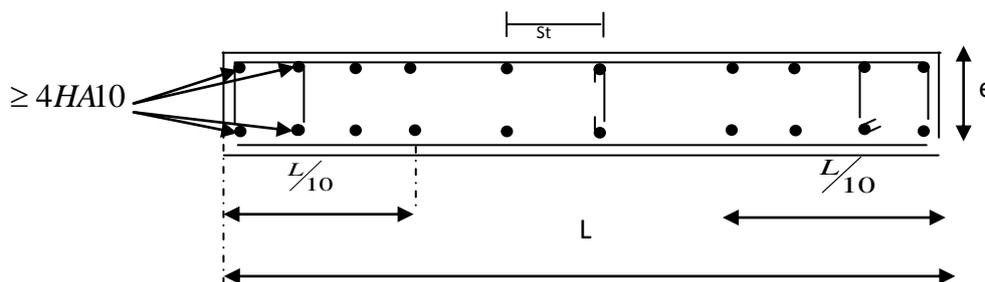


Figure .1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :(Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

8.3.4) Vérification :

➤ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

Ferraillage des voiles

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

A) Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

B) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

3.5) Exemple de calcul :

A) Soit à calculer le ferraillage du voile VT5 de la zone 11 :

$$L = 3.9 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$B = 0.78 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = -1174.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3065.86 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 3.9 \text{ m} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

$$L_c = \Rightarrow L_t = L - L_c = 0 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min(1.95; 2.6)$$

Soit $d = 1.45 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (\sigma_{\min} - \sigma_{\max} \cdot 2d) + \sigma_{\max} = 1826.68 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 709.42 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 264.86 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

Ferraillage des voiles

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 20.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 7.61 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left(0.5 \% B, \frac{0.23B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telle que $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (14.5 \text{ cm}^2, 3.5 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 14.5 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 24.13 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm²/nappe , $S_t = 16.67 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91** :

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 6.03 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA révisé 2003** :

$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 13.05 \text{ cm}^2$$

Soit : 10 HA14 = 15.39 cm²/ml

Soit : 5HA14 = 7.69 cm²/nappe avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Armature de coutures :**

Ferraillage des voiles

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 111,0 \times 10^3}{400}$$
$$A_{vj} = 4,28 \text{ cm}^2$$

- **Sections d'armatures totale :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 14,5 + \frac{4,28}{4} = 15,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 14,5 + \frac{4,28}{4} = 15,57 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 12HA14 = 18,48 cm²/d₁ soit: 6HA14 /nappe .avec espacement de 16 cm

2^{ème} bande : 12HA14 = 18,48 cm²/d₂ soit: 6HA14/nappe avec espacement de 16 cm

B) Vérification des contraintes de cisaillement :

- **BAEL 91** : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{111,0 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3680} = 0,17 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

-RPA 2003 :

$$\tau_u = \frac{1,4V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 111,0 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3600} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

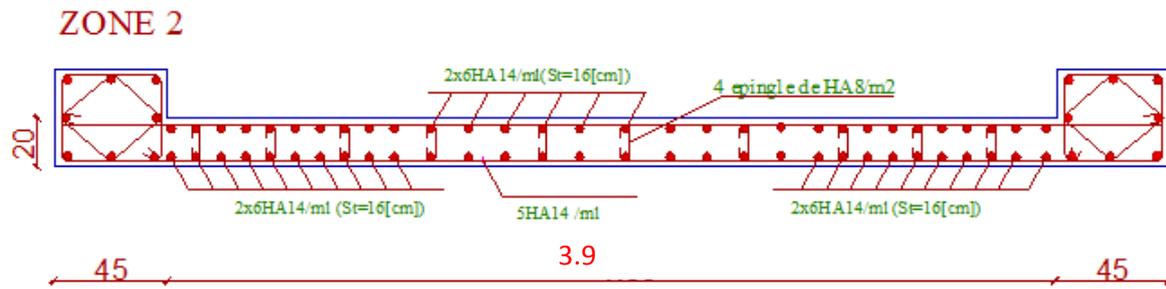
Condition Vérifiée

C) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = 1,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Ferrailage des voiles

Schéma de ferrailage :



3.6) Ferrailage des voiles transversaux : Vt1 ,vt2,vt5,vt6,vt7,vt8

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.9	3.9	3.9	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.78	0.78	0.78	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	806.35	456.65	557.20	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-3065.86	-5868.31	-5777.05	
	σ_1 (KN/ m ²)	2621.53	5653.62	5461.67	
	V _u (KN)	334.71	332.71	365.29	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2.51	4.01	3.93	
	L _c (m)	1.39	0.34	0.42	
	d ₁ (m)	0.5	0.21	0.26	
d ₂ (m)	2.95	3.80	3.67		
Ferrillages	N (KN)	N ₁	284.37	241.96	292.20
		N ₂	773.35	118.72	142.0
	A _v (cm ²)	A ₁	8.17	6.95	8.40
		A ₂	22.23	3.42	4.10
	A _{vj} (cm ²)	12.88	12.80	14.06	
	A _{v1} min(cm ²)	5.00	2.1	2.6	
	A _{v2} min(cm ²)	29.50	38.0	36.70	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj}	14.42	5.30	6.12	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj}	32.72	41.20	40.21	
	A ₁ adopté /bande(cm ²)	2x5HA14=15.39	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	
	St (cm)	20	20	20	

Ferraillage des voiles

	A_2 adopté /bande (cm ²)	2x11HA16=44.2 3	2x11HA16=44.2 3	2x11HA16=44.2 3	
	St (cm)	9	9	9	
	A_H (cm ²)	13.05	13.05	13.05	
	A_H adopté (cm ²)	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	
	St (cm)	20	20	20	
	A_t (cm ²)	4 épingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.71	0.52	0.72
		τ_b (MPa)	0.65	0.72	0.73
	ELS	N_s (KN)	4409.66	4410.55	2851.69
		σ_b (MPa)	4.80	3.55	3.62

3.7) Ferraillage des voiles transversaux : Vt3,vt4 :

	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	3.4	3.4	3.4	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.68	0.68	0.68	
solicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	3825.3	1174.56	1126.78	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-5868.31	-3073.36	-3060.12	
	σ_1 (KN/ m ²)	3525.45	2487.95	2386.51	
	V_u (KN)	143.11	145.10	142.51	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L_t (m)	2.63	3.15	3.18	
	L_c (m)	1.72	1.20	1.17	
	d_1 (m)	1.05	0.60	0.70	
	d_2 (m)	1.58	2.55	2.48	
Ferraillages	N (KN)	N_1	986.34	333.68	381.26
		N_2	515.65	281.30	591.85
	A_v (cm ²)	A_1	28.34	9.58	10.95
		A_2	14.82	8.08	17.00
	A_{vj} (cm ²)	5.51	5.58	5.48	
	A_{v1} min(cm ²)	10.5	6.0	7.0	
	A_{v2} min(cm ²)	15.80	25.5	24.80	
	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}$	11.87	7.39	8.37	
	$A_2 = A_{v2} + A_{vj}$	17.17	26.89	26.17	

Ferraillage des voiles

	$A_{1 \text{ adopté}} / \text{bande}(\text{cm}^2)$		2x8HA16=32.17	2x8HA14=24.63	2x8HA14=24.63
	St (cm)		13	13	13
	$A_{2 \text{ adopté}} / \text{bande}(\text{cm}^2)$		2x8HA16=32.17	2x8HA16=32.17	2x8HA16=32.17
	St (cm)		13	13	13
	$A_H(\text{cm}^2)$		13.05	13.05	13.05
	$A_{H \text{ adopté}} / \text{bande}$		2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39
	St (cm)		20	20	20
	$A_t(\text{cm}^2)$		4 épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.22	0.21	0.22
		τ_b (MPa)	0.31	0.32	0.31
	ELS	N_s (KN)	1517.16	1520.10	1531.01
		σ_b (MPa)	1.66	1.67	1.68

Tableau 3.7 : Ferraillage des voiles transversaux

3.8) Ferraillage des voiles longitudinaux : VL1.VL5:

	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.9	2.9	2.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.58	0.58	0.58	
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	-2539.19	-1131.01	230.66	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-5141.43	-5134.3	-2272.05	
	σ_1 (KN/ m ²)	6358.12	5676.24	2097.3	
	V_u (KN)	9.19	25.51	35.86	
	Nature de la section	SEC	SEC	SPC	
	L_t (m)	0	0	2.6	
	L_c (m)	2.9	2.9	0.3	
	d_1 (m)	0.96	0.96	0.2	
	d_2 (m)	0.96	0.96	2.4	
Ferraillages	N (KN)	N_1	1103.9	1037.8	87.38
		N_2	610.37	544.9	503.35
	A_v (cm ²)	A_1	31.72	29.82	2.51
		A_2	17.53	15.65	14.46
	A_{vj} (cm ²)	0.35	0.93	1.38	
	$A_{v1 \text{ min}}$ (cm ²)	9.6	9.6	2	
$A_{v2 \text{ min}}$ (cm ²)	9.6	9.6	24		

Ferraillage des voiles

	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}$	31.80	20.09	2.85	
	$A_2 = A_{v2} + A_{vj}$	17.61	10.46	14.80	
	$A_{1 \text{ adopté }} / \text{ bande}$	2x10HA16=40.2	2x10HA14=30.8	2x10HA12=22.6	
	St (cm)	10	10	10	
	$A_{2 \text{ adopté }} / \text{ bande}$	2x8HA14=24.64	2x8HA12=18.08	2x8HA12=18.08	
	St (cm)	13	13	13	
	$A_H \text{ (cm}^2\text{)}$	8.7	8.7	8.7	
	$A_{H \text{ adopté }}$	2x5HA14=15.4	2x5HA14=15.4	2x5HA14=15.4	
	St (cm)	20	20	20	
	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	4 épingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u \text{ (MPa)}$	0.013	0.03	0.05
		$\tau_b \text{ (MPa)}$	0.02	0.05	0.07
	ELS	$N_s \text{ (KN)}$	2161.11	1996.32	837.05
		$\sigma_b \text{ (MPa)}$	3.47	4.14	2.46

Ferraillage des voiles longitudinaux : VL2,VL6:

	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	3.2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m²)	0.64	0.64	0.64	
sollicitations de calcul	$\sigma_{\max} \text{ (KN/ m}^2\text{)}$	-2421.74	-1021.95	159.49	
	$\sigma_{\min} \text{ (KN/ m}^2\text{)}$	-4867.745	-4634.25	-2247.81	
	$\sigma_1 \text{ (KN/ m}^2\text{)}$	6146.85	5174.14	2142.56	
	V_u (KN)	13.4	30.1	49.94	
	Nature de la section	SEC	SEC	SPC	
	L_t (m)	0	0	2.99	
	L_c (m)	3.2	3.2	0.21	
	d₁(m)	1.06	1.06	0.14	
	d₂(m)	1.06	1.06	2.85	
Ferraillages	N (KN)	N₁	1167.5	1039.68	61.46
		N₂	651.56	548.45	610.6
	A_v (cm²)	A₁	33.54	29.87	1.76
		A₂	18.72	15.76	17.5
	A_{vj} (cm²)	0.52	1.16	1.92	
	A_{v1} min(cm²)	10.6	10.6	1.4	
	A_{v2} min(cm²)	10.6	10.6	28.5	

Ferraillage des voiles

	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}$	33.67	30.16	2.24	
	$A_2 = A_{v2} + A_{vj}$	18.85	16.05	17.98	
	A_1 adopté /bande	2x10HA16=40.2	2x10HA14=30.8	2x10HA12=22.6	
	St (cm)	10	10	10	
	A_2 adopté /bande	2x8HA14=24.64	2x8HA14=24.64	2x8HA14=24.6	
	St (cm)	13	13	13	
	A_H (cm ²)	9.6	9.6	9.6	
	A_H adopté /bande	2x5HA14=15.4	2x5HA14=15.4	2x5HA14=15.4	
	St (cm)	20	20	20	
	A_t (cm ²)	4 épingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.02	0.045	0.07
		τ_b (MPa)	0.03	0.06	0.12
	ELS	N_s (KN)	2263.9	2090.97	879.8
		σ_b (MPa)	3.7	4.32	2.03

Ferraillage des voiles longitudinaux : VL3.VL4:

	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.3	3.3	3.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.66	0.66	0.66	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	-2165.37	-932.25	-27.63	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-4729.13	-4637.96	-2174.44	
	σ_1 (KN/ m ²)	5811.8	5104.1	2188.25	
	V_u (KN)	23.63	78.1	128.35	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	
	L_t (m)	0	0	1.9	
	L_c (m)	3	3	3	
	d_1 (m)	1	1	1	
	d_2 (m)	1	1	1	
Ferraillages	N (KN)	N_1	1054.10	1438.00	436.23
		N_2	581.18	510.4	218.82
	A_v (cm ²)	A_1	30.29	41.32	12.53
		A_2	16.70	14.66	6.28
	A_{vj} (cm ²)	0.91	3	4.94	
	A_{v1} min(cm ²)	10	10	10	

Ferrailage des voiles

	$A_{v2} \text{ min}(\text{cm}^2)$	10	10	10	
	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}$	30.51	42.07	13.76	
	$A_2 = A_{v2} + A_{vj}$	16.92	15.41	7.51	
	A_1 adopté /bande	2x11HA16=44.2 3	2x11HA16=44. 23	2x11HA14=33. 87	
	St (cm)	10	10	10	
	A_2 adopté /bande	2x5HA16=20.1	2x5HA16=20.1	2x5HA14=15.4	
	St (cm)	20	20	20	
	A_H (cm ²)	9	9	9	
	A_H adopté	2x5HA12=11.30	2x5HA12=11.3	2x5HA12=11.3	
	St (cm)	20	20	29	
	A_t (cm ²)	4 épingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.035	0.12	0.19
		τ_b (MPa)	0.05	0.16	0.27
	ELS	N_s (KN)	2253.27	2126.75	915.92
		σ_b (MPa)	3.29	3.11	1.34

Introduction :

Pour assembler l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient toutes les poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

❖ Pré-dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.12)** pour le voile périphérique est de 15 cm
on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

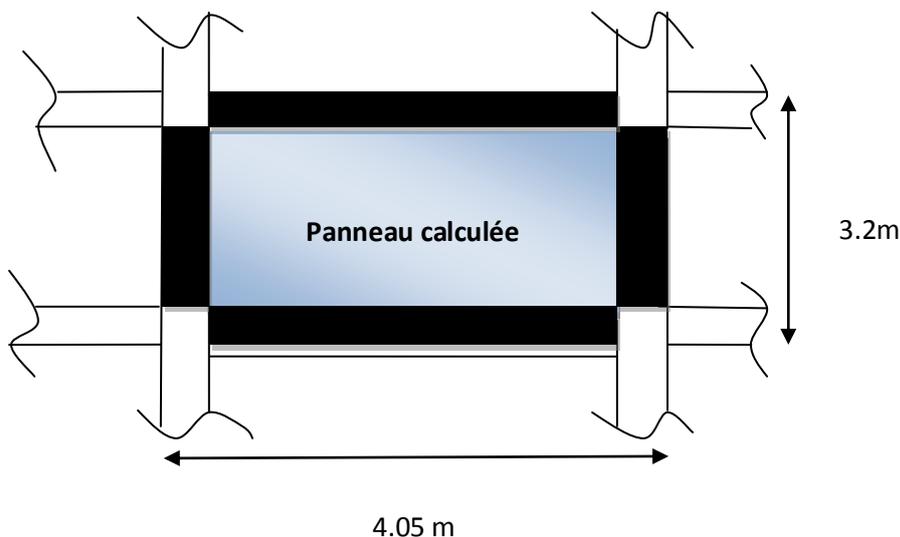


Figure VII.1 : Panneau a calculée.

1. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $\left(K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right)$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

2. Données de calcul :

- Surcharge éventuelles : $q = 10 \text{ KN/ml}$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$ 3.52 m
- Cohésion : $c = 0$.

3. Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0,52 \text{ (pour le sable)}$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h \quad \text{avec: } 0 < h < H$$

❖ A P'ELU :

$$\sigma_H = k_0 \times (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} :$$

$$\sigma_H = 0.52 \times 1.5 \times 10 = 7.8 \text{ KN / m}^3$$

$$h = 3.20 \text{ m} :$$

$$\sigma_H = 0.52 \times (1.5 \times 10 + 1.35 \times 22 \times 3.20) = 57.22 \text{ KN / m}^3$$

❖ A P'ELS :

$$\sigma_H = k_0 \times (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} :$$

$$\sigma_H = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN / m}^3$$

$$h = 3.20 \text{ m} :$$

$$\sigma_H = 0.52 \times (10 + 22 \times 3.20) = 41.80 \text{ KN / m}^3$$

❖ Diagramme des contraintes :

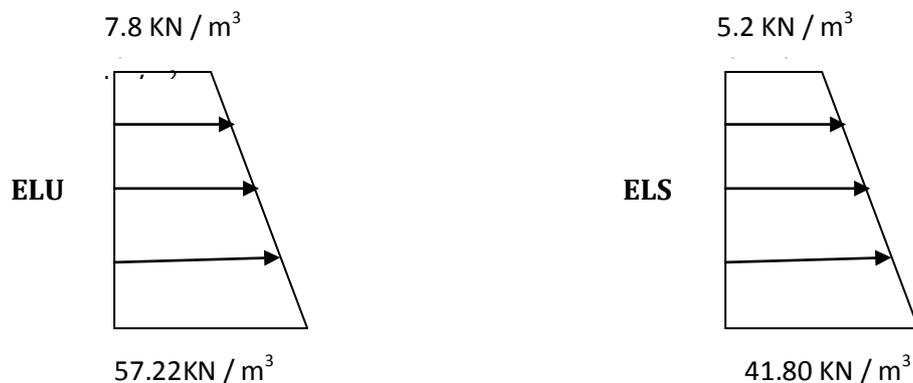


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

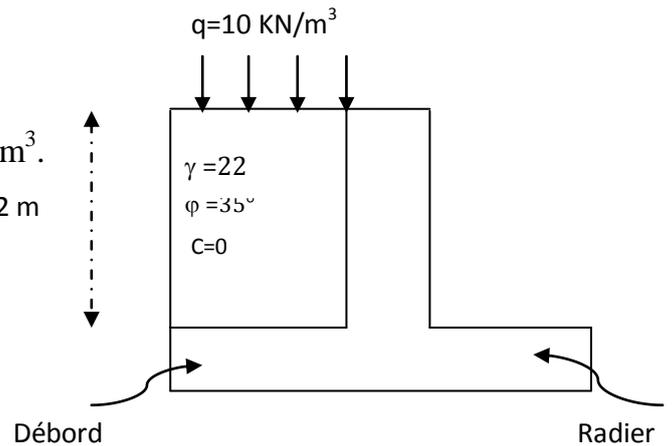


Figure VII.2 : Schéma statique du voile périphérique.

Calcul du voile périphérique

4) Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- **A P'ELU**

$$q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot l}{4} = \frac{3 \times 57.22 + 7.8}{4} \times 1 = 44.86 \text{ KN / ml}$$

- **A P'ELS**

$$q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot l}{4} = \frac{3 \times 41.80 + 5.2}{4} \times 1 = 32.65 \text{ KN / ml}$$

5) Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,85.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0,3 (appuis de rive).
 - 0,5 (autres appuis).

3. Identification des panneaux

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

$$L_y = 4.05 \text{ m} \quad L_x = 3.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.20}{4.05} = 0.80$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.83 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0565 \times 44.86 \times 3.2^2 = 25.95 \text{ KN.m} \\ M_y = 25.95 \times 0.595 = 15.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

4. Correction des moments :

- Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 25.95 = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 25.95 = 22.05 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 15.44 = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 15.44 = 13.12 \text{ KN.m}$$

5. Ferrailage :

Sens	Zone	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	Adoptée	St (cm)
X-X	Appuis	12.97	0.028	0.986	2.09	2.05	5HA12	20
	Travée	22.05	0.047	0.975	3.61	2.05	5HA14	20
Y-Y	Appuis	7.72	0.016	0.992	1.24	2.05	5HA12	20
	Travée	13.12	0.028	0.986	2.09	2.05	5HA12	20

Tableau VII.1: Ferrailage du voile périphérique.

6. Recommandations du RPA 99

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA 8.

Calcul du voile périphérique

7. Vérification à l'ELS :

$$\nu=0.2 ; \rho = 0.80 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0632 \times 32.65 \times 3.2^2 = 21.13 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.710 \times 21.13 = 15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 21.13 = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 21.13 = 13.46 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y**

$$M_a = 0.5 \times 15 = 7.5 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 15 = 12.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right\} = \left\{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A_s (cm ²)	M_s (KN.m)	ρ_1	B_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MP)	Obser
x x	Appuis	5HA12	10.56	0.313	0.912	41.82	113.8	201.63	2.72	15	Vérifiée
	travée	5HA12	13.46	0.313	0.912	41.82	170.8	201.63	4.08	15	Vérifiée
y y	Appuis	5HA12	7.5	0.313	0.912	41.82	80.9	201.63	2.9	15	Vérifiée
	travée	5HA12	12.75	0.313	0.912	41.82	121.3	201.63	2.9	15	Vérifiée

Tableau VII.2 : vérification des contraintes a l'ELS.

Conclusion :

- L'épaisseur du voile périphérique est de 20cm.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

Sens X-X :

En travée : **5HA12** avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : **5HA12** avec un espacement de **20 cm**.

Sens Y-Y :

En travée : **5HA12** avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : **5HA12** avec un espacement de **20 cm**.

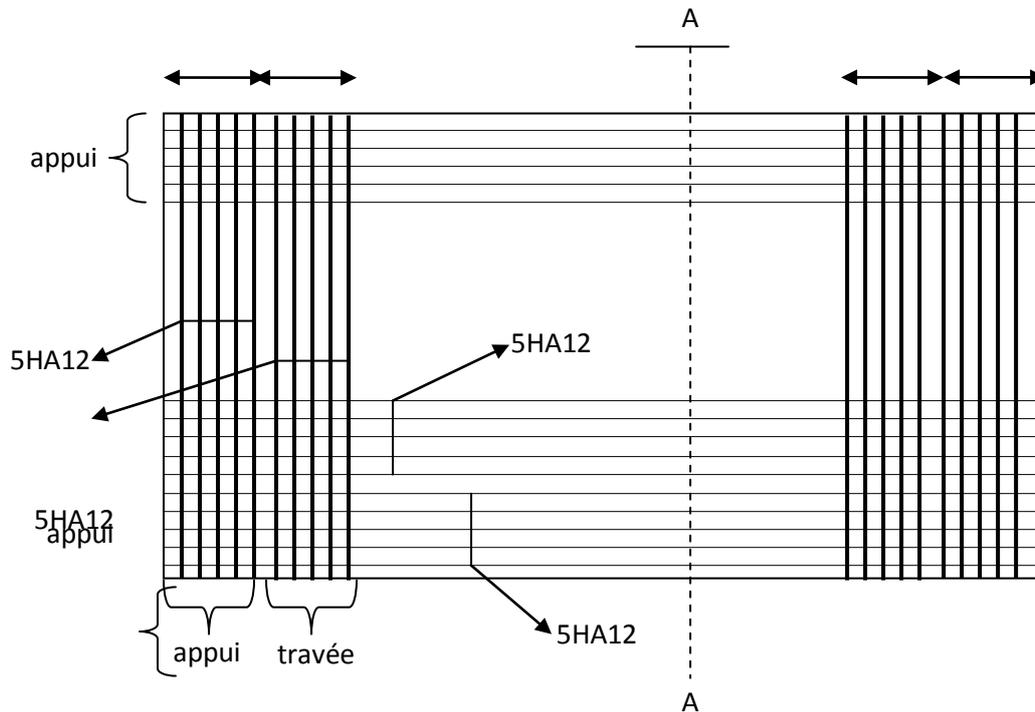


Figure VII.4 : Ferrailage du voile périphérique.

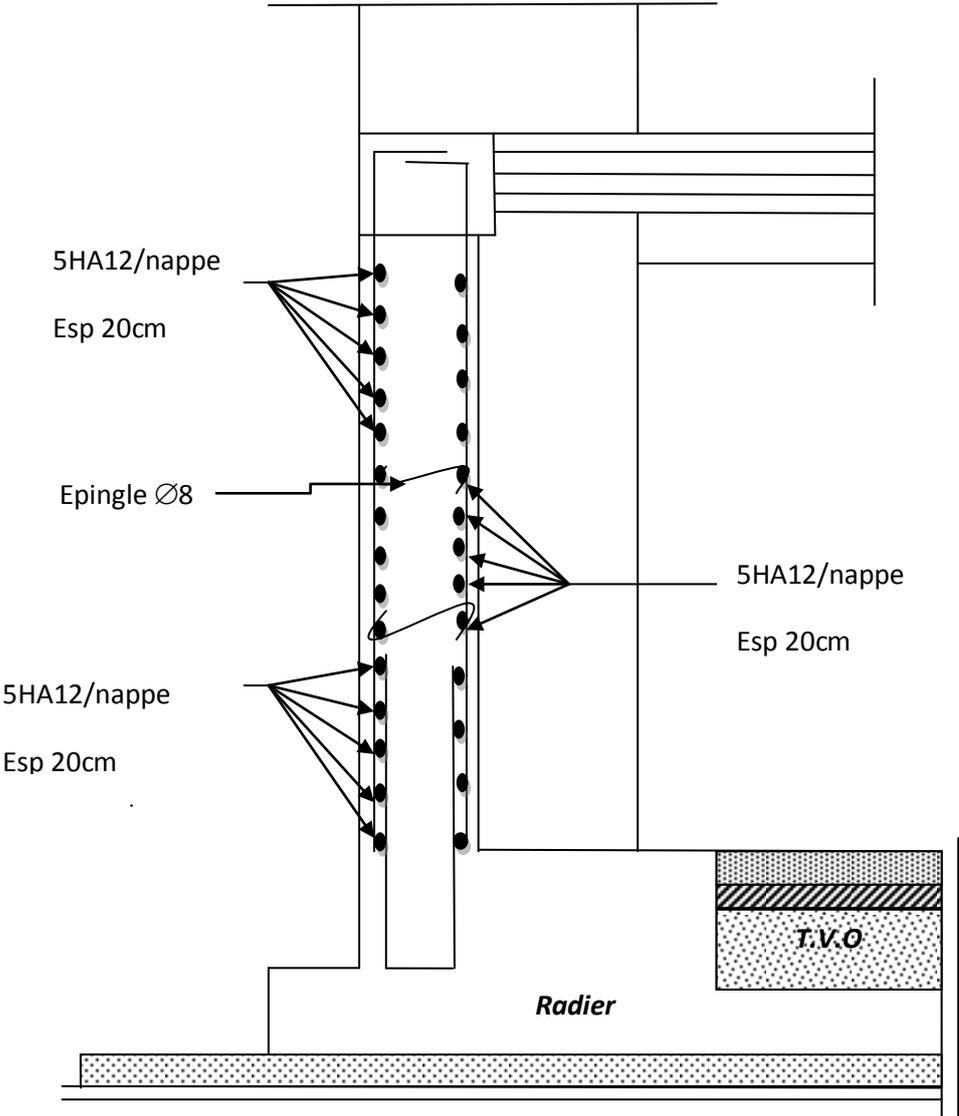


Figure 5 : Ferrailage du voile périphérique coupe A-A

1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ; Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits (semelle sur puits).

2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.5\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité) .
- facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

4) Dimensionnement :

4-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

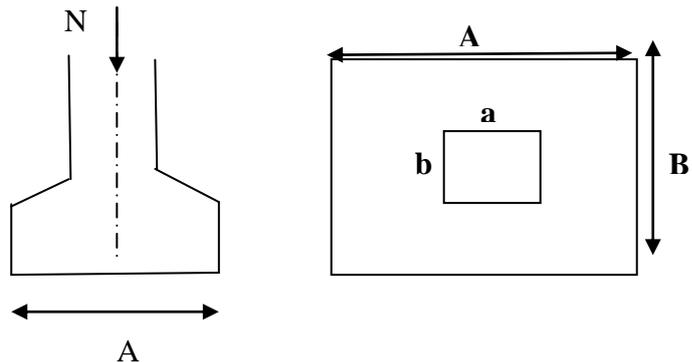
$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Calcul des fondations

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

Fig 1 : Dimension d'une fondation

$$N_{ser} = 1245,41 \text{ kN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad B = 2,23 \text{ m} .$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

4-2-1) Semelles filantes :

4-2-1) Semelles filantes sous les voiles :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \quad \longrightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte la capacité portante du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1,VL3	2081.21	2.10	3.96	16.63
VL4, VL5	2126.75	3.3	2.58	17.03
VL7,VL8	2090.97	2.85	2.93	16.70
				50.36

Tableau 2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Calcul des fondations

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1,VT2,VT5,VT6,VT7,VT8	4409.66	4,35	4.05	105.70

$$S_v = \sum S_i = 156.06 \text{ m}^2$$

Avec : S_v Surface totale des semelles filantes sous voiles.

4-3) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse :**

Une semelle est infiniment rigide engendrant une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- ❖ **Etape de calcul :**

POT	Ni (KN)	Mi (KN.m)	e _i (m)	Ni × e _i (KN.m)
1	423.64	2.34	-13.1	-5549.68
2	1134.50	4.41	-9.8	-11118.1
3	1566.98	2.66	-6.5	-10185.37
4	1746.61	0.44	-2	-3493.22
5	1746.61	-0.28	2	3493.22
6	1555.99	-2.94	6.5	10113.93
7	1131.68	-4.71	9.8	11090.46
8	427.15	-2.36	13.1	5595.66
Somme	9733,16	-0,48	/	-53.1

Déterminer de la résultante des charges : $R = \sum N_i = 9733.16 \text{ KN}$

Calcul des fondations

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0.006m$$

Avec : e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e > \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition triangulaire

$e < \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Dans notre cas : $e = -0,006m < \frac{L}{6} = \frac{26.2}{6} = 4.36m$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1746.61}{26.2} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,006)}{26.2}\right) = 66.58 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1746.61}{26.2} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,006)}{26.2}\right) = 67.07 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1746.61}{26.2} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,006)}{26.2}\right) = 67.02 \text{ KN/m}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{67.02}{250} = 0.28m$$

On prend $B = 1m$.

On aura donc, $S = 1 \times 26.2 = 26.2m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 26.2 \times 8 + 53.1 = 262.7m^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$\frac{St(sem)}{S(bat)} = \frac{262.7}{478.15} \times 100 = 55\% > 50\%$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

Calcul des fondations

On opte pour un radier général.

5) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

5-1) Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les trois conditions suivantes :

a) la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max}=4,50\text{m} ; \quad 56.25\text{cm} \leq h \leq 90\text{cm}$$

-Dalle : la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } h_d = 40\text{cm}$$

- Poutre ou nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 70\text{cm}$$

c) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Calcul des fondations

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1 m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,50}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,90m$$

On prend : $h = 1$ m.

Conclusion :

D'après Les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 70$ cm (la hauteur de la nervure).

$h_d = 40$ cm (la hauteur de la dalle).

$b = 40$ cm (la largeur de la nervure).

2) Calcul des charges nécessaires au radier :

Avec : $G_t = 64461.03$ KN

$Q_t = 9262.64$ KN

3) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 100916..35$ kN

A l'ELS : $N_s = G + Q = 73723..67$ kN

4) Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{100916.35}{2 \times 250} = 201.83m^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{73723.67}{250} = 294.89m^2$$

Calcul des fondations

D'où :

$$S_{bat} = 478.1 m^2 > S_{rad} = 294.89 m^2$$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface du radier, donc d'après le BAEL on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{débord}$ avec :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 35 \text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 478.1 + 0,5 (21.25 + 29.2) \times 2 = 528.55 m^2$$

5) Détermination des efforts à la base du radier :

❖ charge permanente :

Poids du radier = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du remblais + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : $25 \times 0,40 \times 522.55 = 5225.5 \text{ KN}$.

Poids du remblai :

$$G_{remb} = 17 \times 0,7 \times [522.55 - 0,5 \times 26.2 \times 8] = 4971.22 \text{ KN}.$$

Poids de la nervure: $25 \times 0.5 \times 0.7 \times 26.2 \times 8 = 1834 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0,10 \times 522.55 = 1306.37 \text{ KN}$.

Poids de debord: $25 \times 0.4 \times 0.5 = 5 \text{ KN}$.

Poids du bâtiment : 64876.18 KN

Poids du radier : 13337.09 KN

$$G_{total} = \text{Poids du radier} + \text{Poids de bâtiment} = 78213.27 \text{ KN}.$$

❖ Charges d'exploitation :

Surcharge du bâtiment $Q_{bat} = 9262.64 \text{ KN}$.

Surcharge du radier $Q_{rad} = 1.5 \times 13337.09 = 20005.63 \text{ KN}$

$$Q_{tot} = 29268.27 \text{ KN}.$$

6) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G_T + 1,5 \cdot Q_T = 149490,32 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G_T + Q_T = 107481,54 \text{ KN}$$

5-2) Vérification :

1) Vérification de la stabilité du radier :

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,6 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,62 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 16168,87 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 32281,68 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

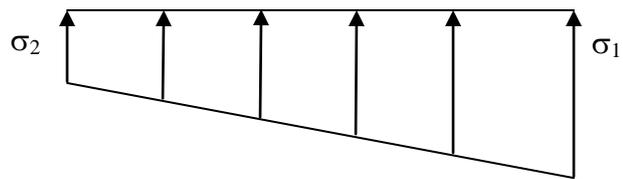


Fig- 1 : Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ Sens longitudinal :

A l'ELU :

$$M_X = 54448.602 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{149490,32}{528.55} + \frac{54448.602}{32281.68} \times 13,60 = 305.7 \text{ KN / m}^2 = 0.305 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{149490.32}{528.55} - \frac{54448.602}{32281.68} \times 13,60 = 259.8 \text{ KN / m}^2 = 0,259 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.305 + 0,259}{4} = 0,293 \text{ MPa} ; 2\sigma_{SOL} = 2 \times 0,25 = 0.5 \text{ MPa}$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

A l'ELS :

$$M_X = 54448.602 \text{ KN m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{107481.54}{528.55} + \frac{54448.602}{32281.68} \times 13,60 = 226 \text{ KN / m}^2 = 0,226 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{107481.54}{528.55} - \frac{54448.602}{32281.68} \times 13,60 = 180 \text{ KN / m}^2 = 0,18 \text{ MPa}$$

Calcul des fondations

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,226 + 0,18}{4} = 0,214 \text{MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,25 \text{MPa}$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ Sens transversal :

A l'ELU :

$$M_y = 66646.25 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{149490.32}{528.55} + \frac{66646.25}{16168.87} \times 9.62 = 322.4 \text{KN/m}^2 = 0,322 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{149490.32}{528.55} - \frac{66646.25}{16168.87} \times 9.62 = 243.1 \text{KN/m}^2 = 0,243 \text{MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,322 + 0,243}{4} = 0,30 \text{MPa} ; 2 \cdot \sigma_{SOL} = 0,50 \text{MPa}$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

A l'ELS :

$$M_y = 66646.25 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{107481.54}{528.55} + \frac{66646.25}{16168.87} \times 9.62 = 243 \text{KN/m}^2 = 0,243 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{107481.54}{528.55} - \frac{66646.25}{16168.87} \times 9.62 = 163.6 \text{KN/m}^2 = 0,163 \text{MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,243 + 0,163}{4} = 0,22 \text{MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,25 \text{MPa}$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\},$$

Calcul des fondations

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{149490,32 \times 1}{528,55} \times \frac{4,05}{2} = 572,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{572,73}{1 \times 0,36} = 1590,7 \text{ KN/m}^2 = 1,590 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

6) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le *BEAL91*. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante

6-1) Panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas

✦ 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

✦ 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

6-2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,20}{4,05} = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (300 - \frac{13337,09}{528,55}) \times 1 = 274,7 \text{ KN/m}$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (220 - \frac{13337,09}{528,55}) \times 1 = 194,7 \text{ KN/m}$$

6-3) Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient $M_x = 0,0565 \times 274,7 \times 3,2^2 = 158,91 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0,595 \times 158,9 = 94,54 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en les multipliant par des coefficients minorateurs (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

2) Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$
$$M_{ua} = (-0,3) \times 158,91$$
$$M_{ua} = -47,67 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$
$$M_{ut} = (0,85) \times 158,91$$
$$M_{ut} = 135,07 \text{ KN.m}$$

Calcul des fondations

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{47.67 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.025 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47.67 \times 10^3}{0.987 \times 38 \times 348} = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA14/ml = 10.77 cm²/ml avec S_t = 15cm

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{135.07 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.073 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.073 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{135.07 \times 10^3}{0.963 \times 38 \times 348} = 10.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 10.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA16/ml = 14.07 cm²/ml avec S_t = 15cm

3) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0.3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0.3) \times 94.54$$

$$M_{ua} = -28.36 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.85) \times 94.54$$

$$M_{ut} = 80.35 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28.36 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.015 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28.36 \times 10^3}{0,992 \times 38 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA14/ml = 10.77 cm²/ml avec S_t = 15 cm

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{80.35 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0,043 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,043 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{80.35 \times 10^3}{0,978 \times 38 \times 348} = 6.21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 6.21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA16/ml = 14.07 cm²/ml avec S_t = 15 cm

6-4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,80}{2} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{En travée : } \left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

6-5) Calcul à l'ELS :

1) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient

$$M_x = 0,0565 \times 194.7 \times 3.2^2 = 112.6 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0,595 \times 112.6 = 66.9 \text{ KN.m}$$

- **Sens xx :**

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 112,6$$

$$M_{sa} = -33,78 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 112,6$$

$$M_{st} = 95,71 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 66,9$$

$$M_{sa} = -20,07 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 66,9$$

$$M_{st} = 56,86 \text{ KN.m}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✦ **Sens x-x :**

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{47,67}{33,78} = 1,41$$

$$\text{et } \mu = 0,025 \rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{135,07}{95,71} = 1,41$$

$$\text{et } \mu = 0,073 \rightarrow \alpha = 0,0935$$

$$\alpha = 0,0935 < \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

✦ **Sens y-y :**

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{28,36}{20,07} = 1,41 \quad \text{et } \mu = 0,015 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{80.35}{56.86} = 1,41 \quad \text{Et } \mu = 0,043 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

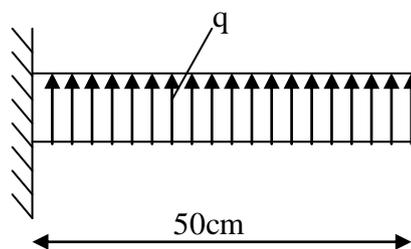
$$\alpha = 0,0536 < \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du

Béton à l'ELS

7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie figure 3. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 274.7 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{274.7 \times 0.5^2}{2} = 34.33 \text{ K.m}$$

Fig 3 : Schéma statique du débord

A l'ELS :

$$q_s = 194.7 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{194.7 \times 0.5^2}{2} = 24.33 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 38 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34.33 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{34.33 \times 10^3}{0.991 \times 38 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2.62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

3) Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 38 \times 2,1}{400} = 4,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.58 \text{ cm}^2 < A_u = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier.

4) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25$$

cm.

5) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34.33}{24.33} = 1,41$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \quad \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

8) Ferrailage des nervures :

➤ Calcul des moments dans le sens longitudinal :

Les nervures sont sollicitées par les charges uniformément réparties par mètre linéaire comme suit :

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 68 \text{ cm}$$

$$q_u = 274.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 194.7 \text{ KN/ml}$$

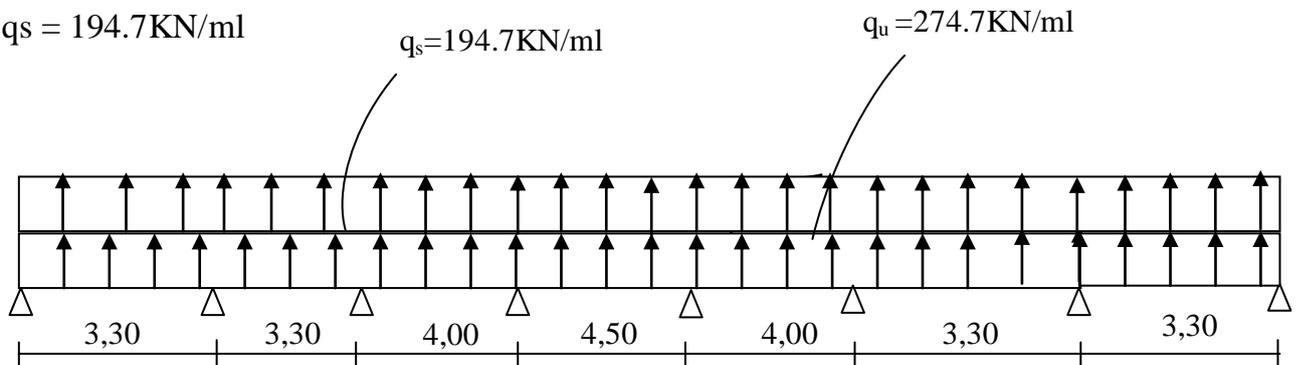


Fig 4 : Schéma statique de la nervure

Calcul des fondations

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS », les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Les résultats obtenus :

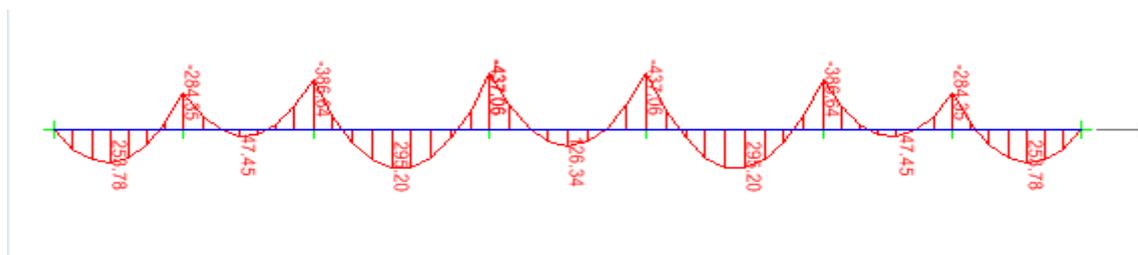
Moments aux appuis :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈
ELU	-86.26	-189.56	-	-	-	-	-	-86.26
			257.76	291.37	291.37	257.76	189.56	
ELS	-60.57	-135.72	-	-	-	-	-	-60.57
			184.56	208.62	208.62	184.56	135.72	

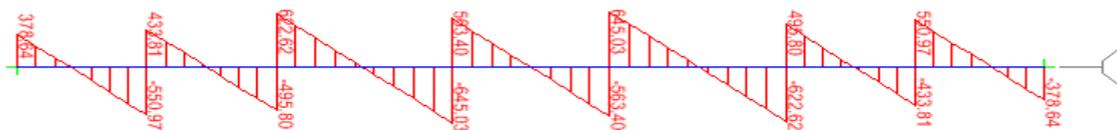
Moments en travée :

combinaison	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E	M _F	M _G
ELU	258.78	63.26	295.20	126.34	295.20	63.26	258.78
ELS	181.71	45.31	211.37	90.46	211.37	45.31	181.71

✦ **Diagramme de moment fléchissant à l'ELU**

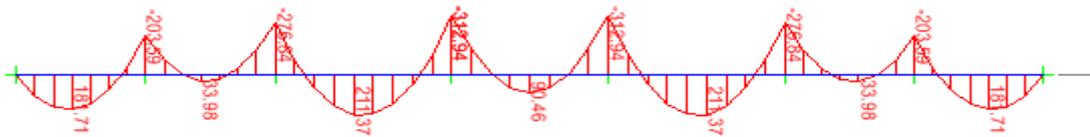


✦ **Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU**

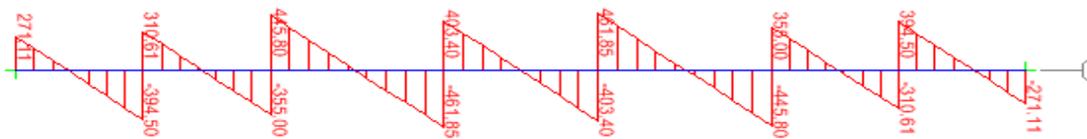


✦ **Diagramme de moment fléchissant à l'ELS**

Calcul des fondations



★ Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS



Après correction :

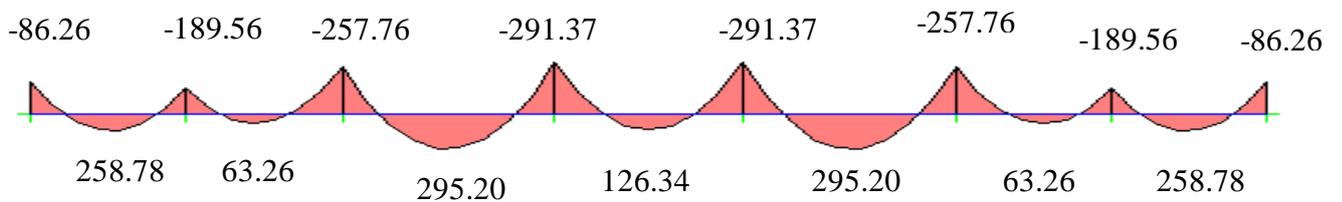


Diagramme des moments à l'ELU

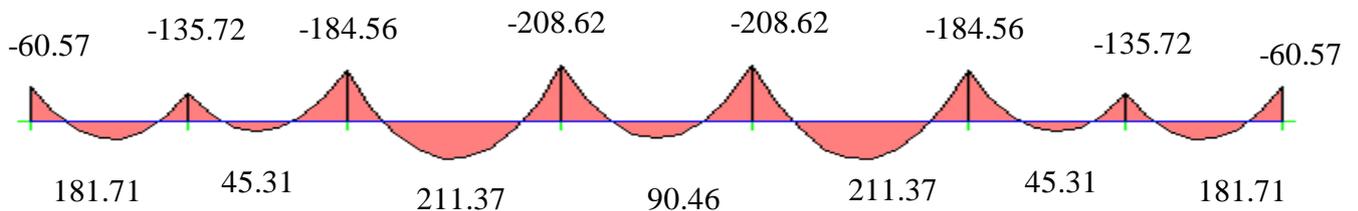
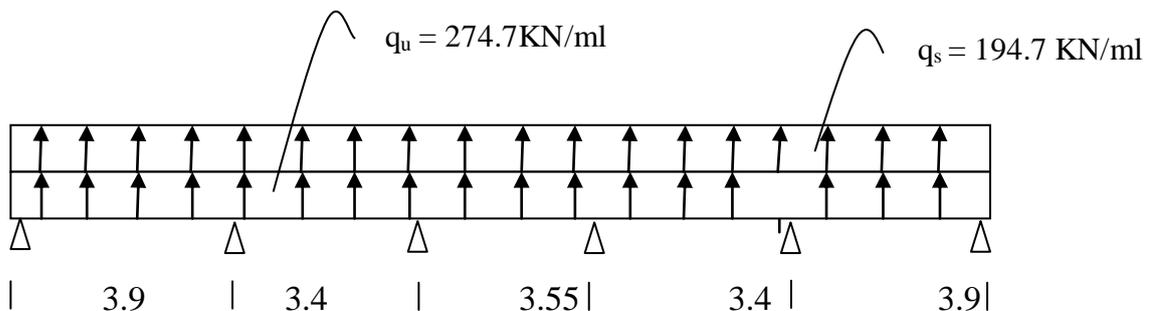


Diagramme des moments à l'ELS.

Calcul des moments dans le sens transversal :



Calcul des fondations

Les résultats obtenus :

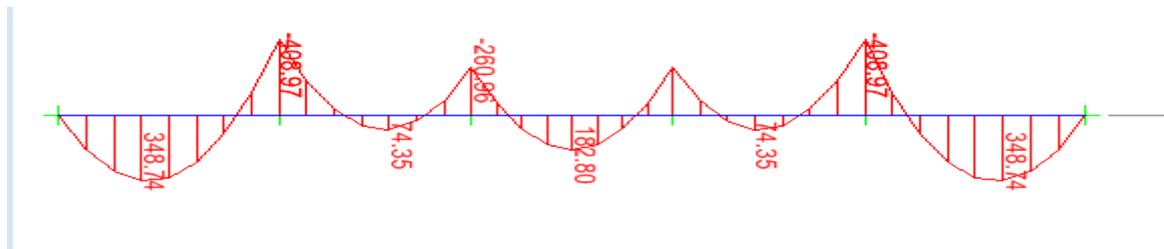
Moments aux appuis :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
ELU	-	-272.64	-	-	-	-
	116.24		173.97	173.97	272.64	116.24
ELS	-83.23	-195.22	-	-	-	-83.23
			124.56	124.56	195.22	

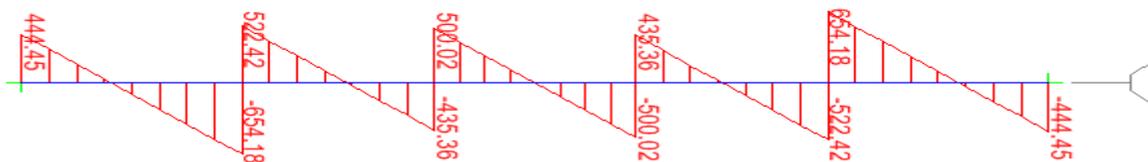
Moments en travée :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅
ELU	348.74	99.13	182.80	99.13	348.74
ELS	249.70	70.98	174.52	70.98	249.70

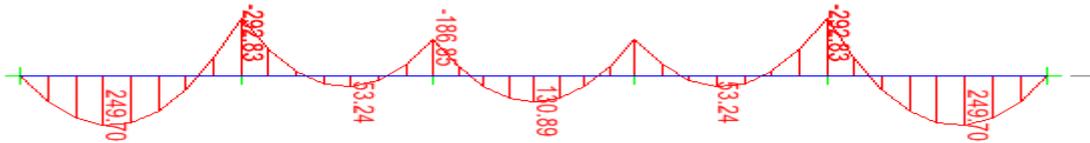
✦ Diagramme de moment fléchissant à l'ELU



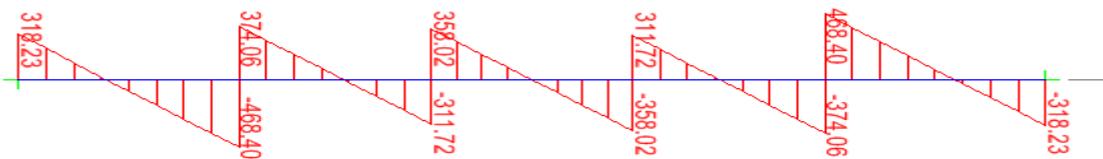
✦ Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



✦ Diagramme de moment fléchissant à l'ELS



✦ **Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS**



Après correction :

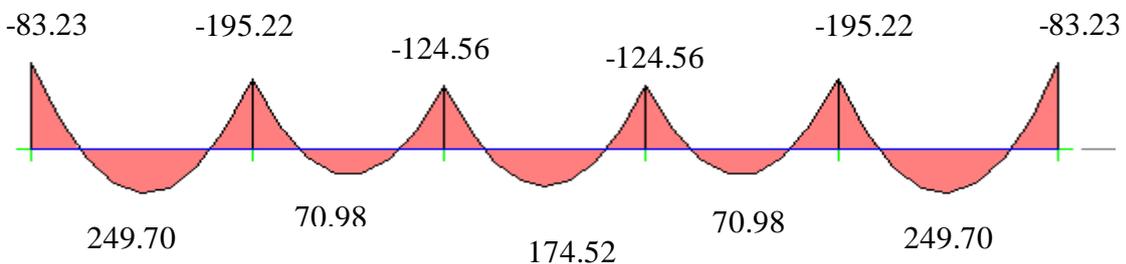
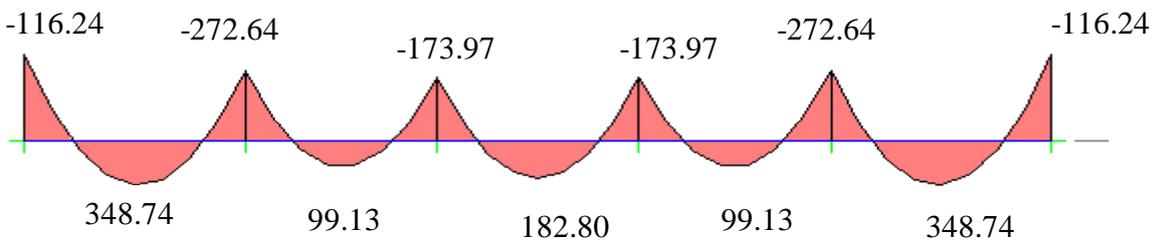


Diagramme des moments a L'ELS.

➤ **Sens longitudinal :**

Le ferrillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 228,88 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 475,37 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad d = 68 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul des fondations

Zone	M_u (KN. m)	μ	μe	β	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Appuis	291.37	0,11	0,392	0,942	13.07	4 HA20+4HA16 = 20.60
Travée	295.20	0,11	0,392	0,942	13.24	4 HA20+4HA16 = 20.60

➤ sens transversal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 178.53 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 357.05 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad d = 68 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M_u (KN. m)	μ	μe	β	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Appuis	272.64	0.10	0,392	0,947	12.16	4HA20+4HA16 =20,60
Travée	348.74	0,13	0,392	0,930	15.84	4HA20+4HA16 =20,60

9) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 68 \times 2,1}{400} = 3,28 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

- Espacement des armatures :

• Zone nodale :

$$\bullet \quad S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \\ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \end{array} \right\} = \min \{17,5 ; 14,4\} = 14,4 \text{ cm}$$

Calcul des fondations

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 30\text{ cm}$$

Soit $A_t = 2,43\text{cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}10 = 3,93\text{ cm}^2$ (2 cadres).

3) Vérification à l'ELS :

✦ Aux appuis

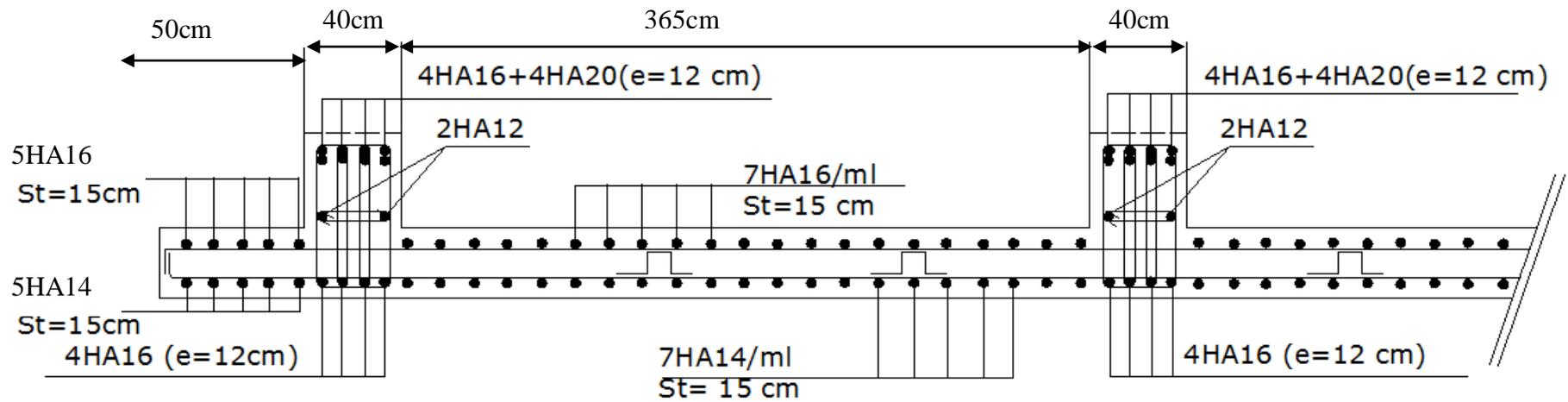
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{291.37}{208.62} = 1.40 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$
$$\alpha = 0,1460 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

✦ En travées

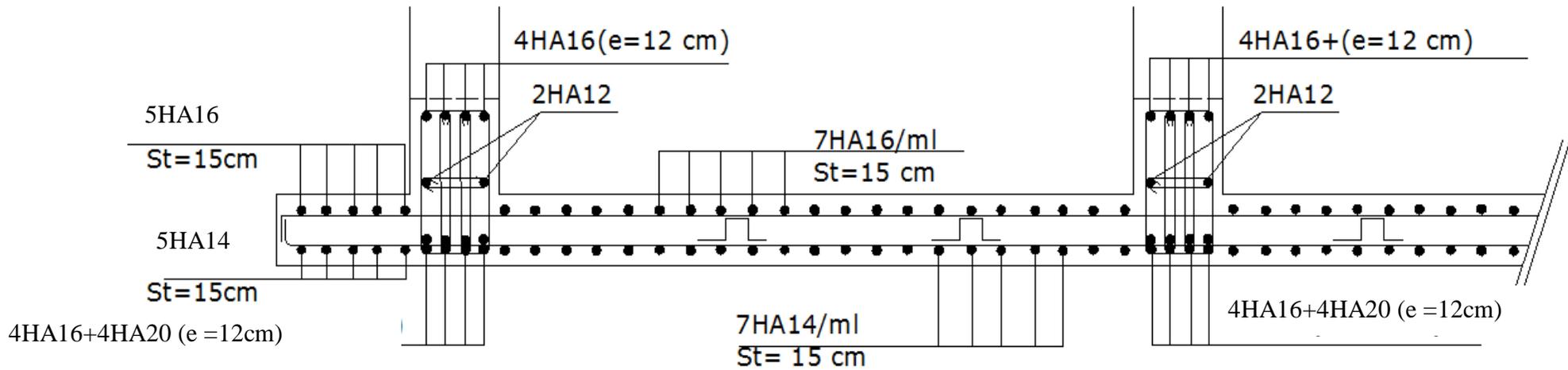
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{295.20}{211.37} = 1,40 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$
$$\alpha = 0,1748 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

Conclusion : La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Calcul des fondations

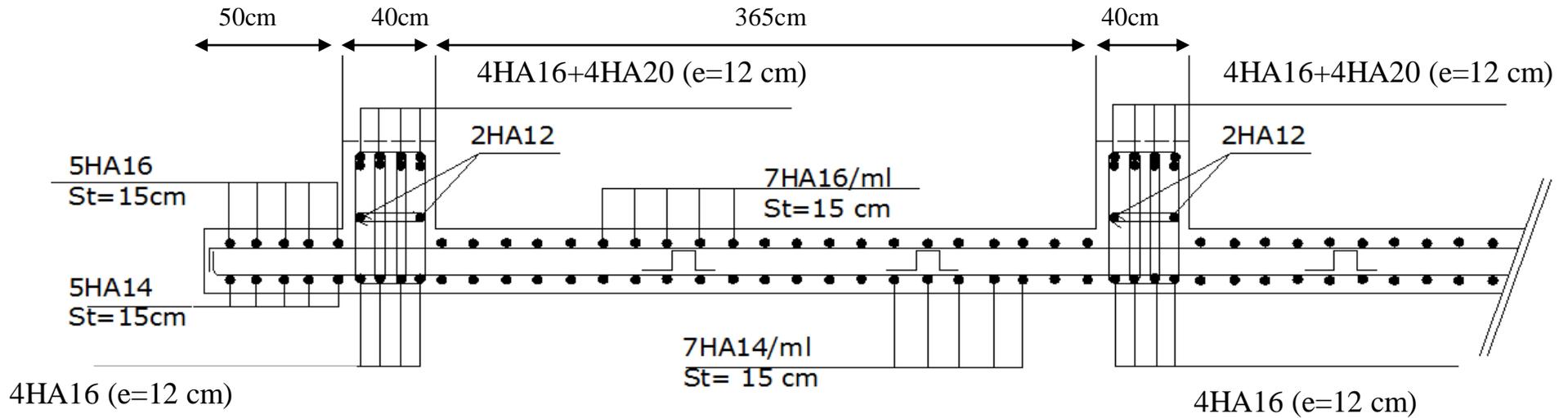


Ferrailage du radier dans le sens longitudinal (en travée)

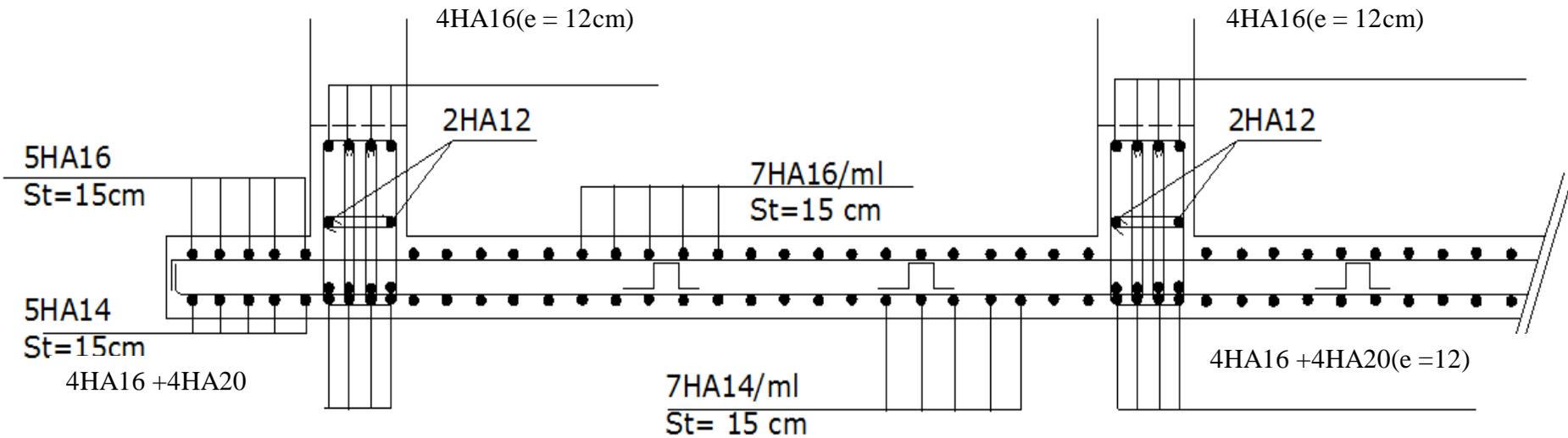


Ferrailage du radier dans le sens longitudinal (en appuis)

Calcul des fondations



Ferraillage du radier dans le sens transversal (en travée)



Ferraillage du radier dans le sens transversal (en appuis)

Conclusion générale

- ❖ Ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, de conception et les règlements régissant le domaine étudié.
- ❖ On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le coté pratique car ce dernier s'établit sur des critères à savoir : la résistance, la durabilité et l'économie.
- ❖ Toutefois, en prenant conscience de l'évolution qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et cout de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.
- ❖ Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

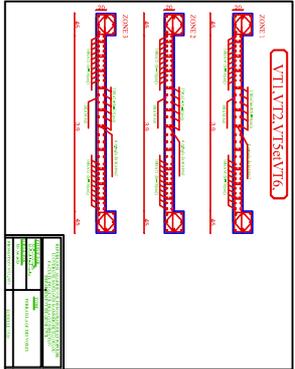
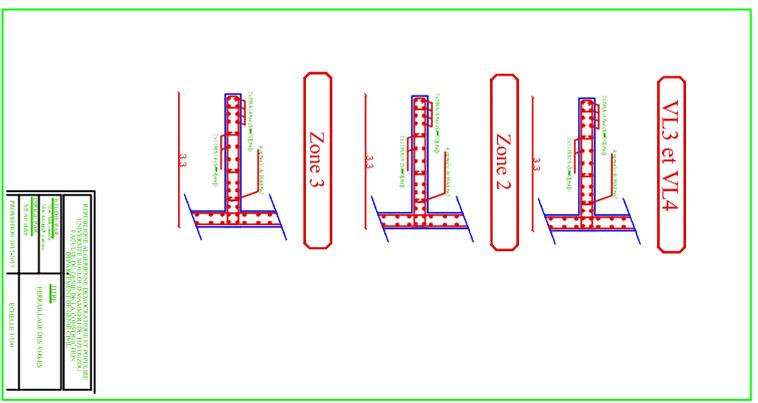
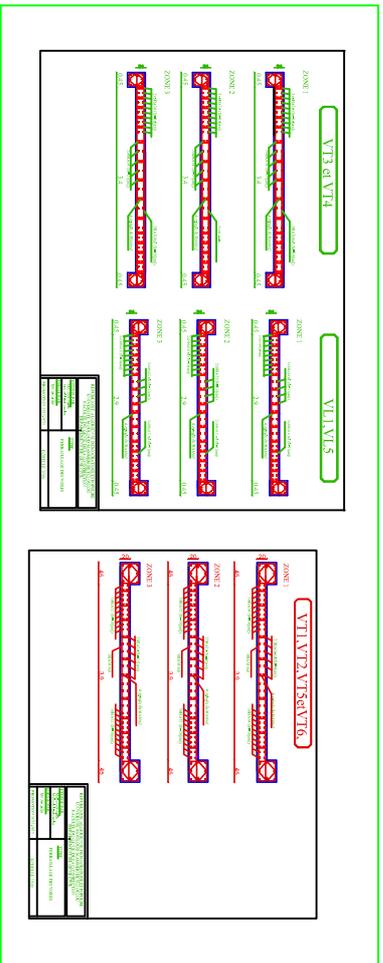
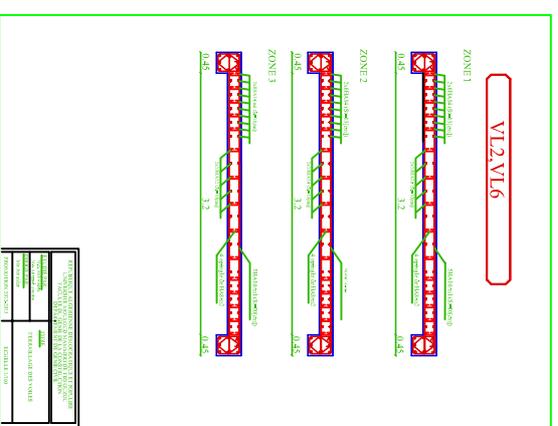
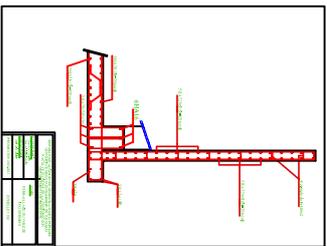
Bibliographie

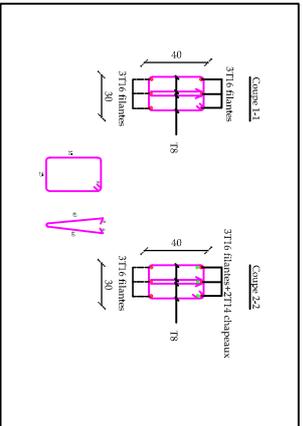
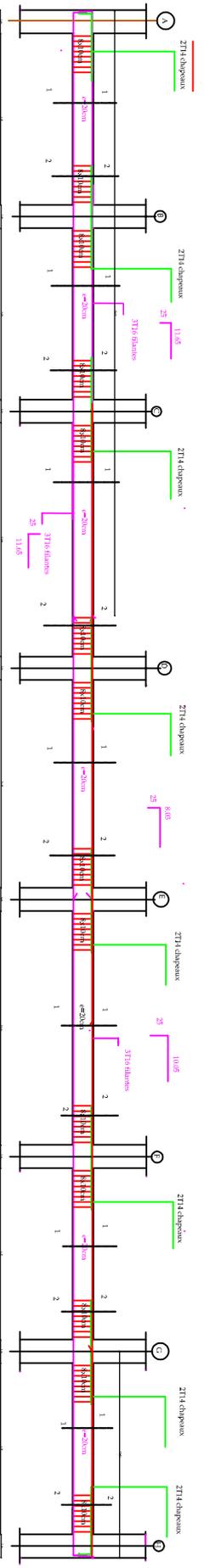
Règlements :

- *Règlement Parasismiques Algérien RPA99/version2003.*
- *Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.*
- *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.*
- *Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.*

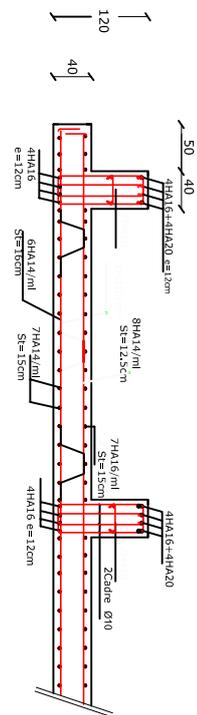
Ouvrages :

- *Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui*
- *Cours de béton armé.....Abdelhak Barak*
- *Ouvrages en béton armé.....H.Renaud*
- *Calcul en béton arméMarius diver edition (paris 1972)*
- *Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.*
- *Cours et TD (Béton, MDS et RDM).*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*

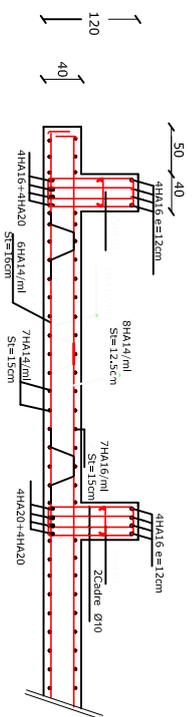




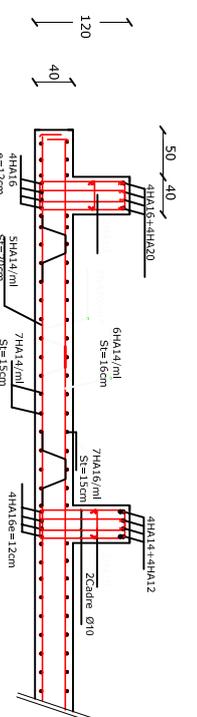
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Meille: AITISSAO YAMINA Meille: ATER OUARDA	TITRE: Ferraillage des poutres longituidinales	
DIRIGE PAR: MR: AIT ALIDJER		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHER N°	FEUILLE



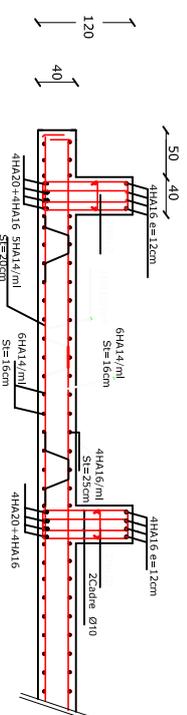
Ferrailage du radier général Sens X-X'(en travée)



Ferrailage du radier général Sens X-X'(en appuis)



Ferrailage du radier général Sens Y-Y'(en travée)



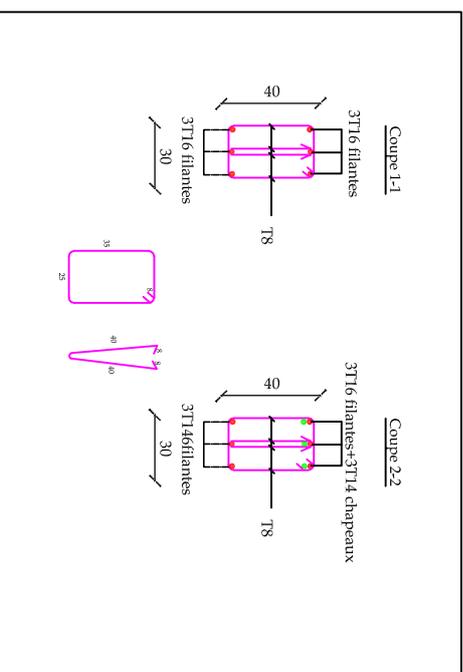
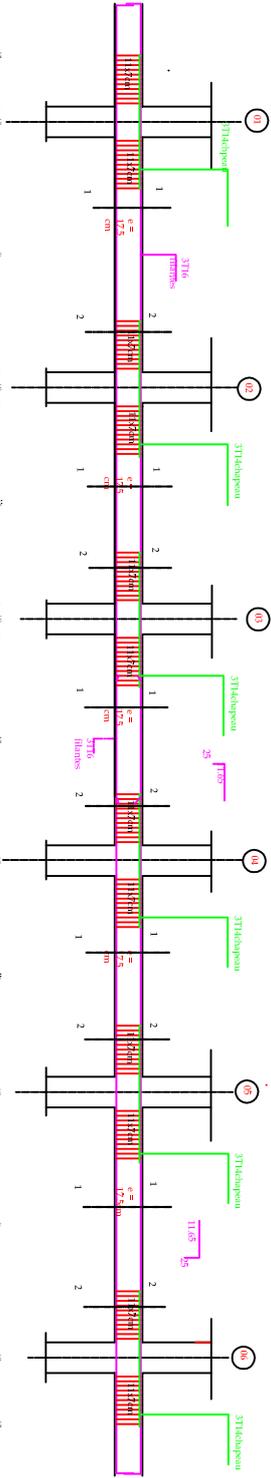
Ferrailage du radier général Sens Y-Y' (en appuis)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Melle Atck Ourada
Melle Ait Issad Yamina

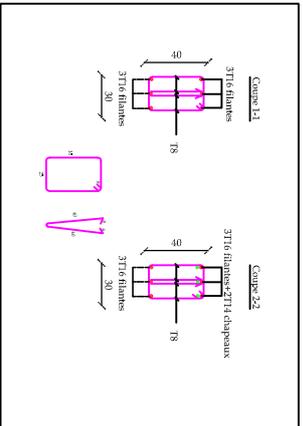
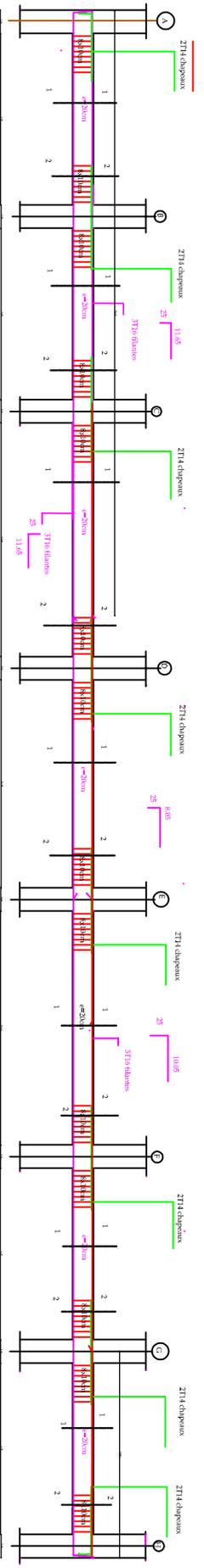
DIRIGE PAR:
Mr Ait Aider

TITRE
FERRAILLAGE DU RADIER

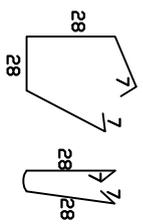
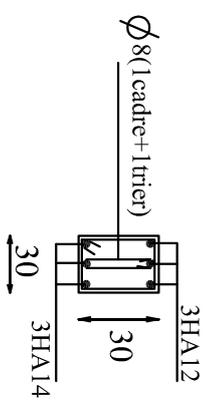
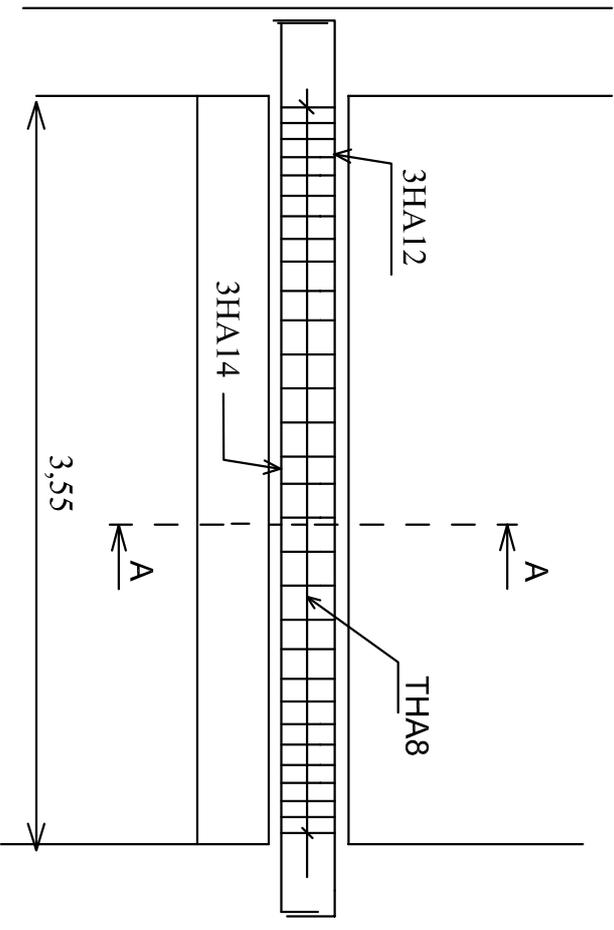


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

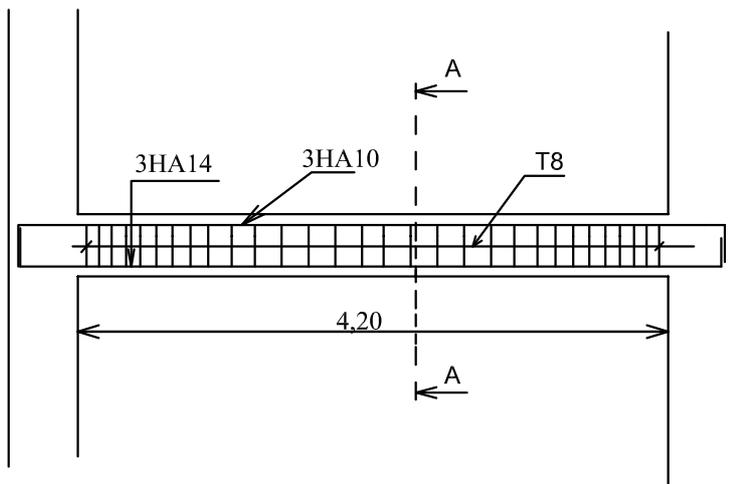
ETUDE PAR: Melle : AIT ISSAD YAMINA		TITRE: Ferrailage des poutres	
DIRIGE PAR: Mf : AIT AIDER		transversales	
PROMOTION 2012-2013		PLANCHE N°	ECHELLE



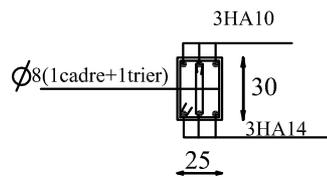
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Me/le: AITISSAD YAMINA Me/le: ATER OUARDA	TITRE: Ferraillage des poutres longitudinales	
DIRIGE PAR: Mr: AIT ALDER		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHER N°	FEUILLE



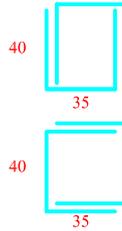
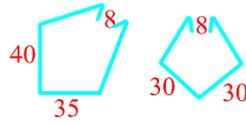
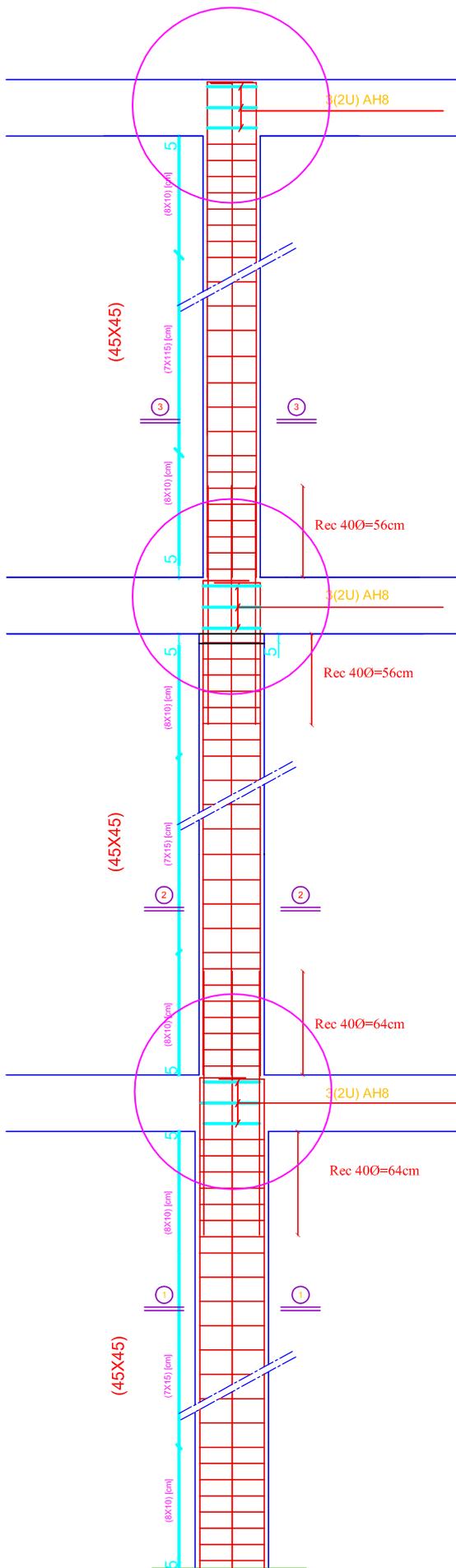
plan de ferrailage de la poutre palier



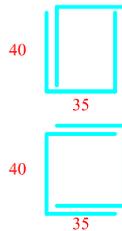
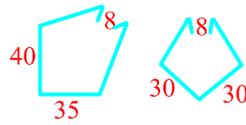
ferrailage de la poutre chaînage



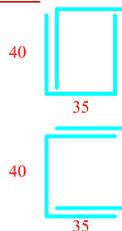
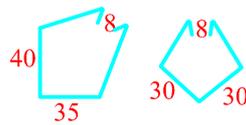
coupe A-A



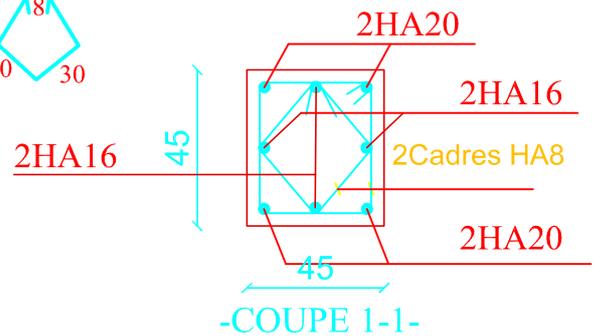
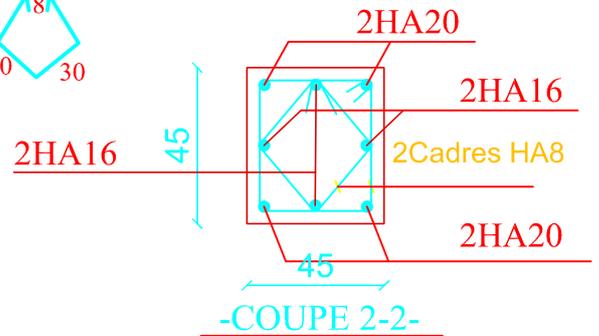
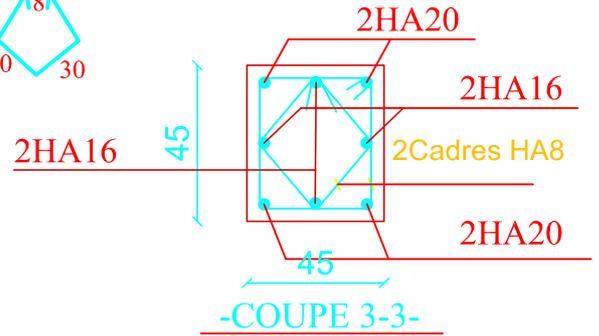
3x2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



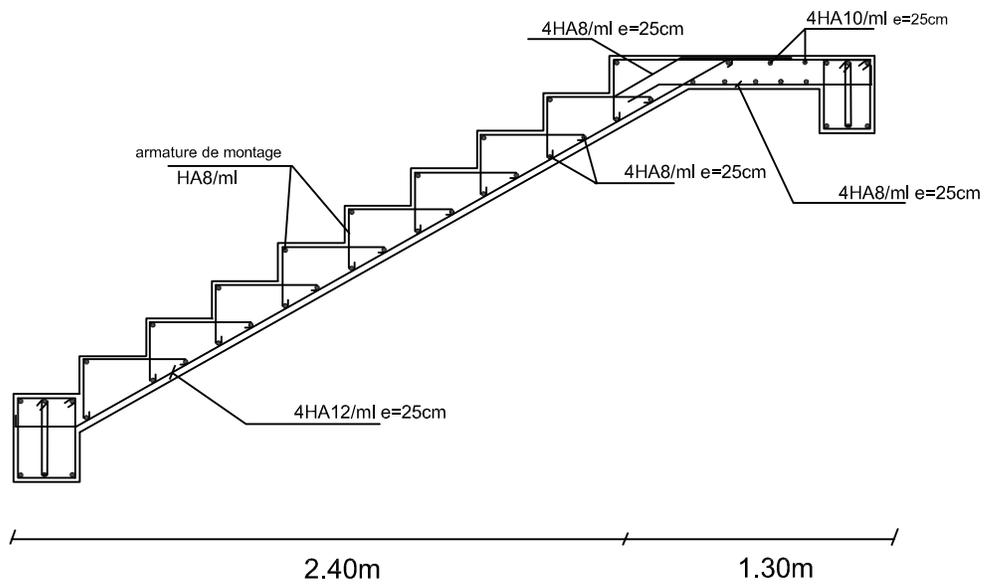
3x2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



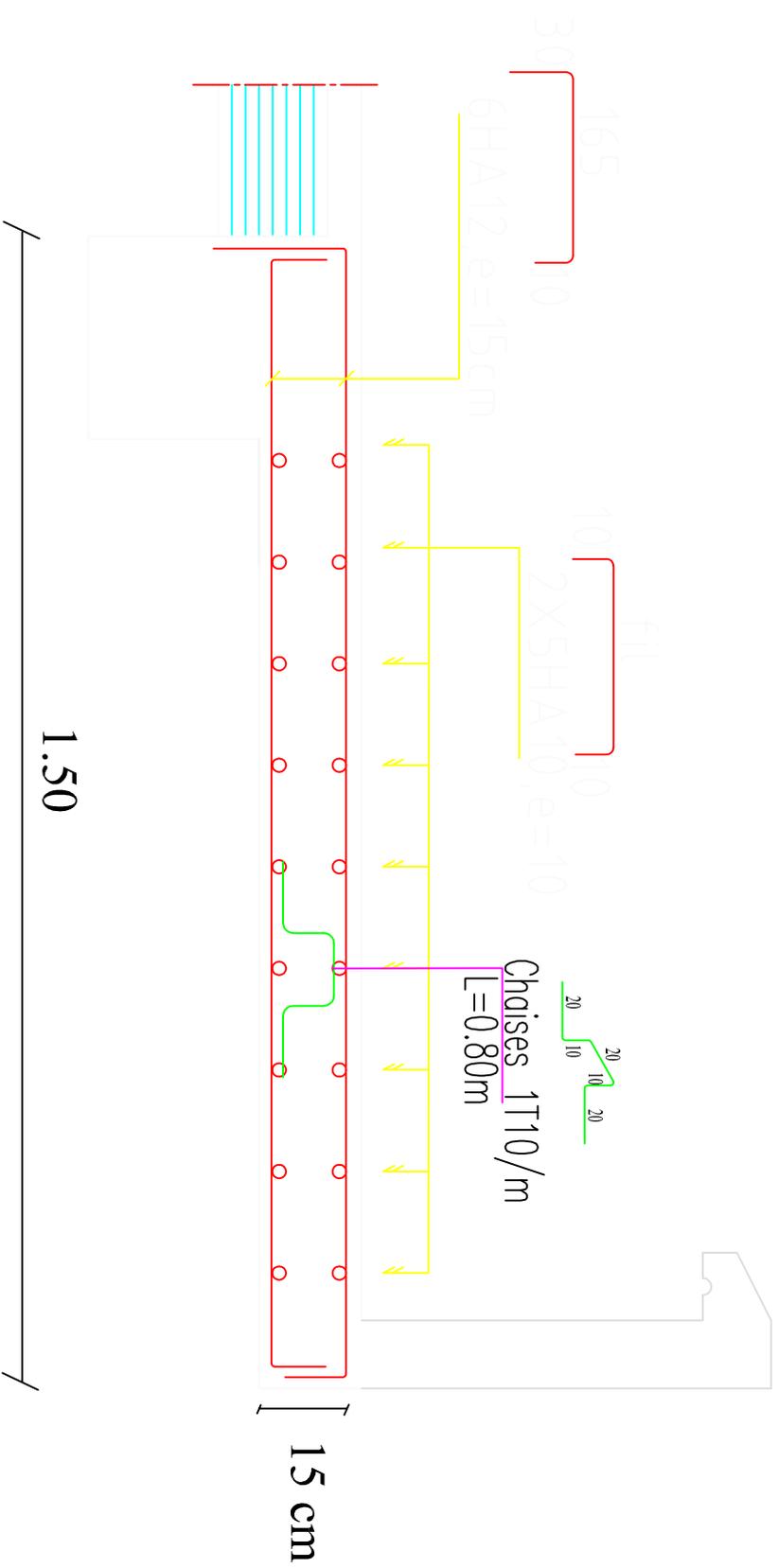
3x2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle Atek Ouarda Melle Ait issad Yamina	TITRE FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRIGE PAR: Mr Ait Aider	
PROMOTION 2012/2013	ECHELLE : 1/100 - 1/50



plan de ferrailage de l'escalier



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

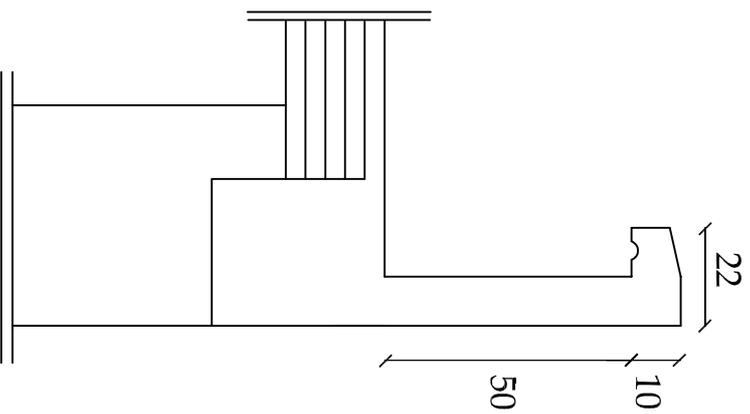
ETUDIE PAR:
 Melle Atek Ouarda
 Melle Ait Issad Yamina

DIRIGE PAR:
 Mr Ait Aider

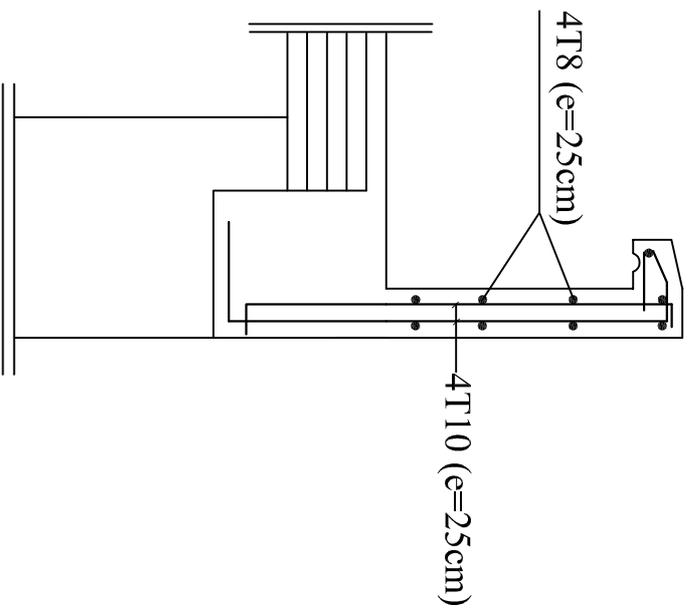
TITRE
 FERRAILLAGE DU BALCON

PROMOTION 2012/2013

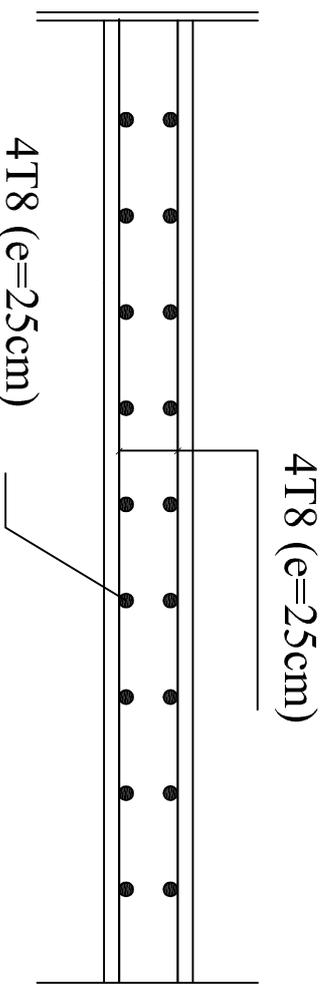
ECHELLE : 1/50



Coffrage Acrotère



Ferrailage Acrotère



Coupe Transversale

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERT DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Melle ATT ISSAD YAMINA

Melle ATEK OUARDA

DIRIGE PAR :

Mr ATT AIDER

TITRE:

Coffrage et ferrailage acrotère

PROMOTION 2012-2013

PLANCHE N°

ECHELLE