

REPUBLICQUE 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 de master professionnel en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment R+9+S-SOL à usage
d'habitation contreventé par voiles et portiques
avec l'application du logiciel ETABS*



Etudié par:
M^f : Ait Alioua Ahcene
M^f : Ait Sai Zahir

Dirigé par :Mme CHERIFI

Année 2015 /2016

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier
en premier lieu le bon dieu.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens
et leurs patiences.*

*Nous tenon aussi à remercier notre promotrice :
M^{me} BOUZEBUDJA pour son suivi et ses
conseils tout le long de ce travail.*

Nos remerciements vont également :

*Aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre
travail.*

A tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que j suis.

A mes très chers frères : Menouar et Nabil.

A mes très chères sœurs : Assia et Sabrina.

A toute ma famille et mes proches.

A tous mes amis

Lamara.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que j suis.

A mon très cher frère Amara et son épouse Djamila.

A mes très chères sœurs : Karima, Zakia, Sadia et Soria.

A mes très chers neveux Amel et Mohand, Salem.

A mes très chers oncles et leurs fils.

Et à toute ma grande famille.

SAADI.

SOMMAIRE

Les plans d'exécution	
<u>Introduction générale</u>	1
<u>Chapitre I:</u> Présentation et description de l'ouvrage	2-14
<u>Chapitre II:</u> Pré dimensionnement des éléments et descente de charge	15-29
<u>Chapitre III:</u> Calcul des éléments	30-90
• III-1 Acrotère	
• III-2 Planchers	
• III-3 Escaliers	
• III-4 Les balcons	
• III-5 Porte à faux	
• III-6 Salle machine	
<u>Chapitre IV:</u> Modélisation de la structure et vérification RPA	91-129
<u>Chapitre V:</u> Ferrailage de la structure.....	130-170
• Ferrailage des poutres	
• Ferrailage des poteaux	
• Ferrailage des voiles	
<u>Chapitre VI:</u> Etude de l'infrastructure.....	171-194
Conclusion	
- Bibliographie	

I.1. Introduction

Le premier chapitre décrit globalement notre ouvrage à savoir, ses caractéristiques géométriques (Longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment), ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux), les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage, et sa zone d'implantation.

I.2. présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, est une tour (R+9+1 Sous-sol), à usage d'habitation et commercial et de service, elle sera implantée à la commune Ouled Fayet, Daira de Cheraga, Wilaya d'Alger, qui est classé selon le RPA comme une zone de très forte sismicité (Zone III).

Cette tour est composée de :

- un sous-sol
- un RDC a usage d'habitation
- neufs étages à usage d'habitation
- une cage d'escalier
- une cage d'assesseur

I-3. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions de notre structure est :

- Longueur totale 26.40 m
- Largeur totale 19.00 m
- Hauteur Totale 35.25 m
- Hauteur du sous-sol 03.15 m
- Hauteur de RDC 03.15 m
- Hauteur de l'étage courant 03.15 m
- Hauteur de l'acrotère 00.60 m

I-4. Eléments de l'ouvrage :

1-4-1) Ossature :

Le contreventement de notre structure est assuré par des portiques et des voiles en béton armé.

a-) Portiques :

Ce sont des éléments constitués de poutres et de poteaux, qui ont pour fonction principale de reprendre les charges verticales.

b-) les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils ont comme fonction de reprendre les charges verticales, et aussi d'assurer la stabilité de la bâtisse sous l'effet des chargements horizontaux (séisme, vent).

I-4-2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'une structure, ils jouent le rôle de supporter les revêtements et les charges d'exploitations, et d'isoler acoustiquement et thermiquement les étages, on a deux type de planchers :

a-) planchers en corps creux : ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ou fabriqués sur chantier, ils ont pour fonctions :

- Transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (poteaux).
- Isolation thermique et phonique entre les différents étages

b-) dalle pleine en béton armé : sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisé généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

I-4-3. La maçonnerie :

La maçonnerie est l'ensemble de blocs (généralement de briques) juxtaposés, assemblés par mortier afin de construire un mur dans la structure. On constate deux types :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en double cloisons en brique creuse de 10 cm avec une lame d'Air de 5 cm, qu'on remplit généralement de polystyrène afin d'avoir une bonne isolation.
- Les murs intérieurs : ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

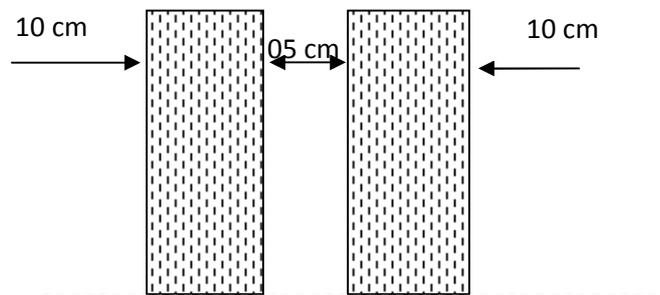


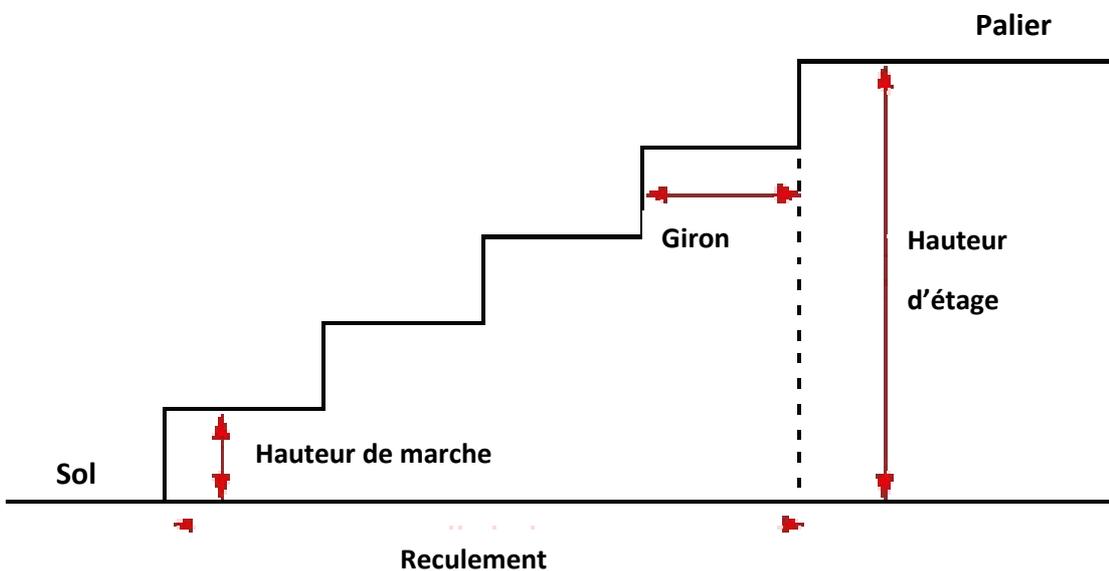
Figure I.1 : Schéma descriptif du mur extérieur

I-4-4. Les escaliers :

Ensemble de supports plans fixes échelonnés de façon à assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux, Il peut comporter plusieurs volées séparées par un ou plusieurs paliers de repos. Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit, de deux et trois volées.

La conception de notre escalier dépend de certaines règles (Loi de Blondel) qui sont les suivantes :

- La hauteur de marche (**h**), constante est telle que **0,15 m < h < 0.18 m**.
- Une profondeur de marche utile qui permet de poser confortablement le pied (le giron) tel que $0,26\text{m} < g < 0,32\text{m}$.
- $60 \leq g + 2h \leq 64$



I-4-5. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulées sur place.

I-4-6. Acrotère :

C'est un Muret masquant un toit plat ou une terrasse, il est en béton armé, sa hauteur est de 0.60 m.

I-4-7. Revêtement :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs.
- Carrelages pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

I-4-8. Terrasse inaccessibles :

La terrasse inaccessible dans notre bâtiment est réalisée en corps creux et une dalle de compression avec un revêtement qui est composé de :

- Une forme de pente 2% pour laisser échapper l'eau des pluies.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (Gravier roulé).

I-4-9. Fondations :

Les fondations sont les parties infrastructurelle ancré dans le sol, qui ont pour rôle de fixer l'ouvrage au sol et de transmettre les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage vers le sol, et cela tout en assurant la stabilité de l'ouvrage.

I-4-10. Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à réduire le temps d'exécution, et d'un coffrage en bois pour les portiques.

I-5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont plusieurs, mais nous allons nous intéresser à deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance, et qui sont le béton et les aciers.

I-5-1) Le béton : est un matériau de construction composite fabriqué à partir du ciment, du gravier et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression. **Le dosage courant par m³ sera comme suit :**

- **Granulat**
 - Sable.....380 à 450 L ($D_g \leq 5\text{mm}$)
 - Gravillon750 a 850 L ($D_g \leq 25\text{ mm}$)
- **Ciment :..... 350 Kg /m³.**
- **Eau de gâchage :150 A 200 L**

A) Caractéristiques physiques et mécaniques :

- **RESISTANCE A LA COMPRESSION : f_{cj}**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, f_{c28} .

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

[A.2.1.11 / BAEL91] :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique f_{c28} est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

A.2.1.13 / BAEL91 :

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on a fixé **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

A.2.1.11 / BAEL91 : La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour $j \leq$

28 jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

▪ **RESISTANCE A LA TRACTION** : f_{tj}

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1,12 / BAEL91})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$



$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

▪ **CONTRAINTES LIMITES** :

1)-Etat limite ultime ELU :

(A.4.3,41/BAEL91) : Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

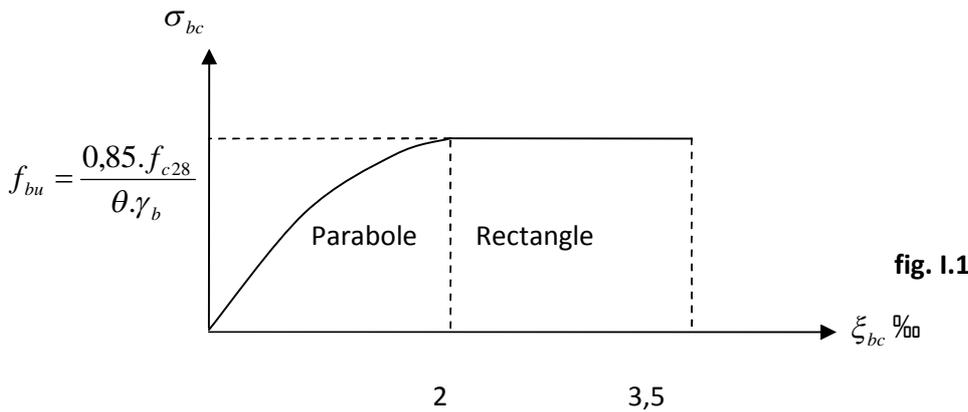


fig. I.1

f_{bu} : Contrainte ultime de béton en compression.

- γ_b : coefficient de sécurité
 $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires
 $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.
- θ : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :
 $\theta = 1$ si la durée d'application est > 24 heures.
 $\theta = 0,9$ si la durée d'application est comprise entre 1 heure et 24 heures.
 $\theta = 0,85$ si la durée d'application est < 1 heure.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{situation courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,85} = 21,74 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{situation accidentelle}$$

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\bar{\tau} = \min (0,13f_{cj} ; 5\text{MPa}) \text{ cas où la fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10f_{cj} ; 4\text{MPa}) \text{ cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

2) Etat Limite de Service ELS :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

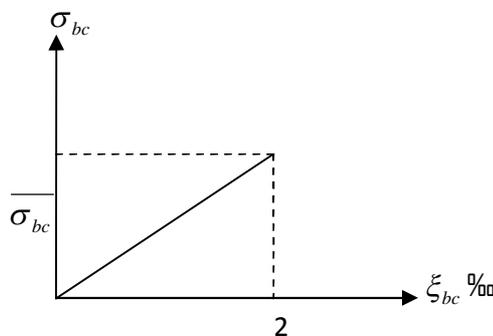


fig. I.1

La contrainte limite de service en compression est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

• MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE :

Le module de déformation longitudinal du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Charges instantanées. } \quad (\text{A.2.1,21/BAEL91})$$

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Charges de longue durée.}$$

• COEFFICIENT DE POISSON :

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. [A.2.1,3 / BAEL91]

$$\nu = 0,20 \rightarrow \text{ pour le calcul des déformations. (ELS)}$$

$$\nu = 0 \rightarrow \text{ pour le calcul des sollicitations. (ELU)}$$

I-5-2)- LES ACIERS :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence(H.A).

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**, pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

► MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE :

C'est le même quelque soit la nuance de l'acier $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPA (Art A2.21 BAEL 91).

- On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe (Mpa)	Coefficient De fissuration	Coefficient De scellement
ACIERS EN BARRES	Rond lisse FeE235	RL	235	1	1
	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
ACIERS EN TREILLIS	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

► CONTRAINTES LIMITES :

1) Etat limite Ultime ELU :

Elle est définie par la formule :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91})$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,00$ → situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ → situation durable (courante)

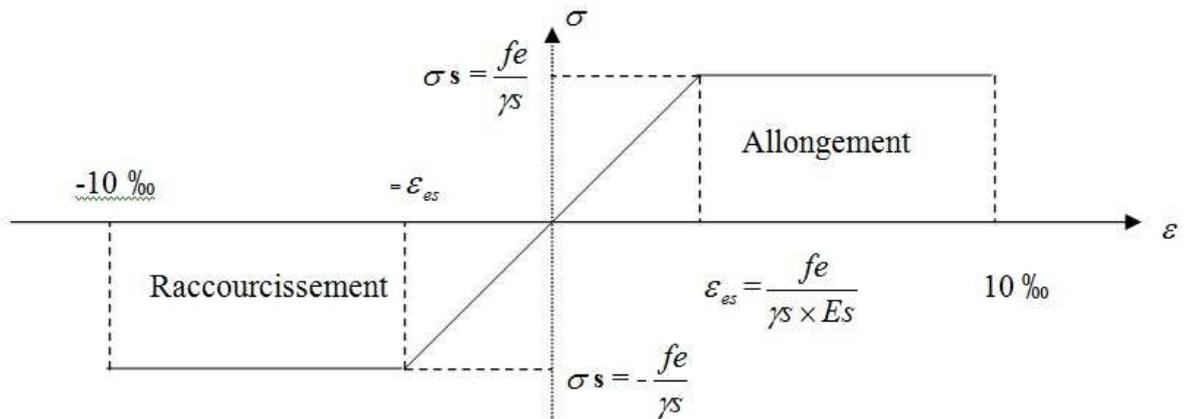


Fig-I-3. Diagramme déformations – contraintes des aciers.

RQ : les allures décrites par l'acier en compression et en traction son symétriques par rapport à l'origine « o ».

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe = 235 MPa	$\sigma_s = 204$ MPa	$\sigma_s = 235$ MPa
Fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_s = 452$ MPa	$\sigma_s = 520$ MPa

2) Etat limite de service ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

1) FISSURATIONS PEU PREJUDICABLES : (A.4.5,32/BAEL91)

La fissuration est considérée comme peu **préjudiciable** lorsque :

- ▶ Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- ▶ Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

2) FISSURATIONS PREJUDICABLES : (A.4.5,33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

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

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les r.l. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les H.A dont $\phi \geq 6\text{mm}$

1,3 pour les H.A dont $\phi < 6\text{mm}$

3) FISSURATION TRÈS PREJUDICABLES : (A.4.5,34/BAEL91)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

Après avoir définis les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques des matériaux utilisés, nous précéons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction, tout en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- Le BAEL 91
- Le DTR

Les planchers

II.1. les planchers en corps creux :

Les planchers en corps creux sont constitués de corps creux et de poutrelles et d'une dalle de compression, sa hauteur totale est calculée par la formule du BAEL suivante :

$$h_t \geq L/22.5$$

avec h_{tp} : hauteur total du plancher.

L : longueur maximale entre nus d'appuis dans les sens des poutrelles.

Dans notre cas $L = 4,60 - 0,6 = 4.00$ m

Ce qui nous donne : $h_{tp} = 400/22,5 = 17,77$ Cm

On optera pour un plancher de (16+4) Cm.

Soit : (16+4) qui sera valable pour tous les étages

Epaisseur du corps creux : 16 Cm

Epaisseur de la dalle de compression : 4 Cm

On distingue deux type de plancher corps creux dans notre cas :

- Plancher corps creux étage courant
- Plancher corps creux terrasse inaccessible

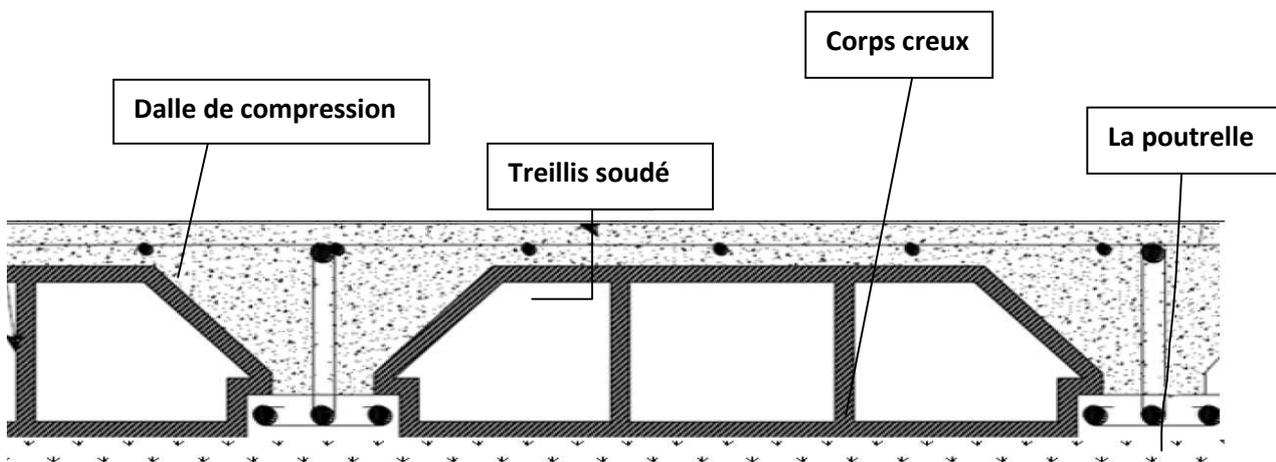


Figure : Schéma descriptif d'un plancher

- Calcul et détermination des charges et des surcharges : (DTR.B.C.2.2)

Plancher terrasse inaccessible (Corps creux)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P : poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
01	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
02	Etanchéité multiple	0.02	06	0.12
03	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
04	Feuille de polyane	--	0.01	0.01
05	Isolation thermique	0.04	04	0.16
06	Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
07	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charges permanentes			G= 5.83 KN/M ²	
Charges d'exploitation			Q= 1.0 KN/M ²	

Tableau : Poids des différents éléments constituant le plancher

Plancher étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P : poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de poser	0.02	22	0.44
03	Couche de Sable	0.02	18	0.36
04	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
06	Cloisons intérieur	0.12	9.16	1.1
Charges permanentes			G= 5.34 KN/M ²	
Charges d'exploitation			Q= 1.5KN/M ²	

II-2-2-dalle pleine :

C'est une plaque porteuse en béton armé coulés sur place de 10 a 20 Cm, qui repose sur des appuis : murs ou poutres, son pré dimensionnement est dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Calcul des dalles pleines : (dimensionnement) :

Les dalles pleines qui se repose sur deux appuis

II.1. Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions établies par le RPA99 (modifié 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$
 - $h \geq 30\text{cm}$
 - $h/b \leq 4.0$
 - $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$
- (art 7.5.1 RPA 99/version 2003)

Avec :

Ht : hauteur total de la poutre.

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis.

B : largeur de la poutre.

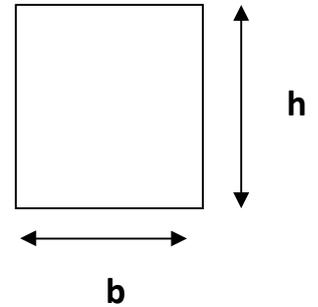


Figure II.2 : Schéma de la poutre

- **Poutre principale :**

Hauteur de la poutre :

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

Avec : $L = 500 - 40 = 460 \text{ cm}$.

$$\frac{460}{15} \leq ht \leq \frac{460}{10}$$

Donc : $30,66 \leq ht \leq 46$

Soit : **ht = 40 cm**.

Largeur de la poutre :

$0.4h_{pp} \leq b \leq 0.7h_{pp}$. donc $16 \leq b \leq 28$.

Soit : **b = 30 cm**

Les dimensions de la poutre principale sont :

b x ht = 30 x 40 (cm²).

- **Les poutres secondaires :**

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

Avec : $L = 440 - 40 = 400 \text{ cm}$.

$$\frac{400}{15} \leq ht \leq \frac{400}{10}$$

Donc : $26,67 \leq ht \leq 40$

Soit : $ht = 30 \text{ cm}$.

Largeur de la poutre

$0.4hps \leq b \leq 0.7hps$, donc : $14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$.

Les dimensions de la poutre secondaire sont :

$b \times ht = 25 \times 30 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Vérification des conditions exigés par le RPA 99 (modifié 2003) :

conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	30 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.33	1	vérifiée

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales **30 x 40 (cm)**.
- Poutres secondaires **25 x 30 (cm)**.

II-3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS, et en compression simple, sous l'effort normal N, on calculera donc, les descentes de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{avec : } (N_s = G + Q).$$

N_s : effort normal de compression a la base du poteau.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : contrainte limite a la compression du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

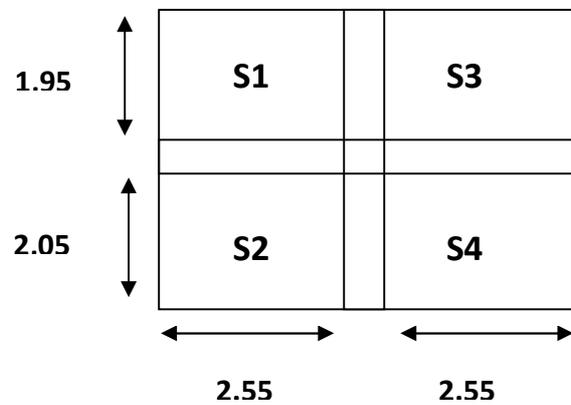
Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II_a.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III et II_b.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $l/4 < b_1, h_1 < 4$.

II-5.1. Descente de charges :

II-5.1.1. Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :



$$S_p = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = S3 = 4,9725 \text{ m}^2$$

$$S2 = S4 = 5,2275 \text{ m}^2$$

La surface d'influence revenant sur le Poteau est de :

$$S_p = 20,4 \text{ m}^2.$$

Charge permanente et surcharge d'exploitation.

Plancher terrasse inaccessible :

Charges permanentes $G = (5,83 \times 20,4) = 118,932 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 20,4 = 20,4 \text{ KN}$

Plancher étage courant :

Charges permanentes : $G = (5,34 \times 20,4) = 108,936 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 20,4 = 30,6 \text{ KN}$

Poutre principale

$G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 5,1 =$

Poutre Secondaire

$G_{ps} = 25 \times 0,25 \times 0,30$

Maçonnerie

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a- Murs extérieurs :

Le poids des différents éléments constituant le mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'aire	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mext}				2,36

Tableau : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

b- Murs intérieurs :

Le poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mint}				1.30

Tableau : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

3) Acrotère :

ht = 60 cm

la charge g est :

$$G = \rho \times S \times 1m = 25 (0,6 \times 0,1 + 0,1 \times 0,07 + 0,03 \times 0,1/2) = 1,7125 \text{ KN}$$

B. Surcharges exploitation:

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments.

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau : surcharges d'exploitation des différents éléments

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

- Loi de dégression des charges :

Les règles du BAEL 91 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers peuvent être considérées comme indépendantes.

En raison du nombre d'étages qui composent le bâtiment ($n \geq 5$) on doit tenir compte de la dégression pour les surcharges d'exploitation différentes.

Niveaux	Opération	Résultats [KN]
9	Q_0	11,97
8	$Q_0 + Q_1$	29,925
7	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	46,07
6	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	60,435
5	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	73
4	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	83,77
3	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	92,745
2	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	101,18
1	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	111,054
RDC	$Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	118,593

1) L'acrotère

III.1.1 : Définition:

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.

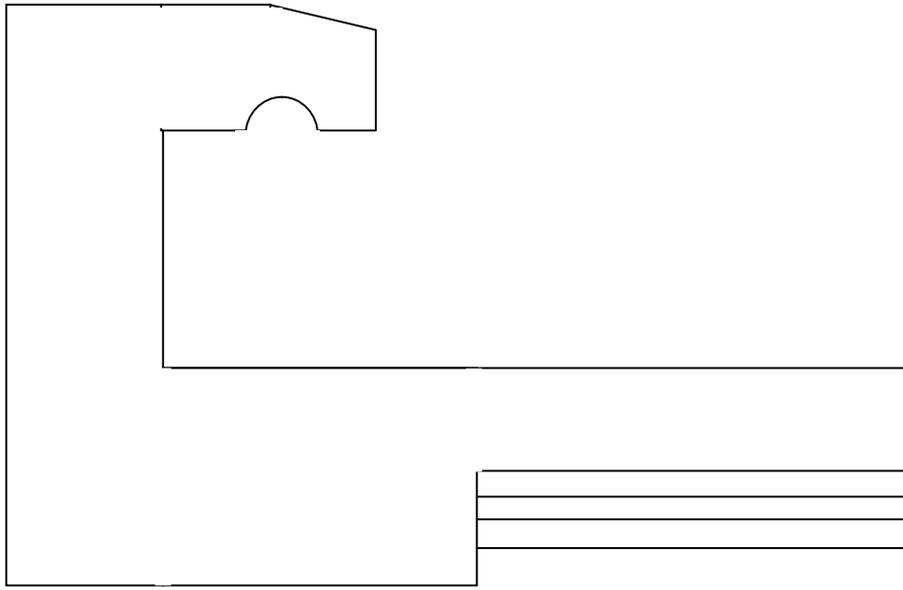


Fig-1- Coupe verticale de l'acrotère.

III.1.2)Schéma statique:

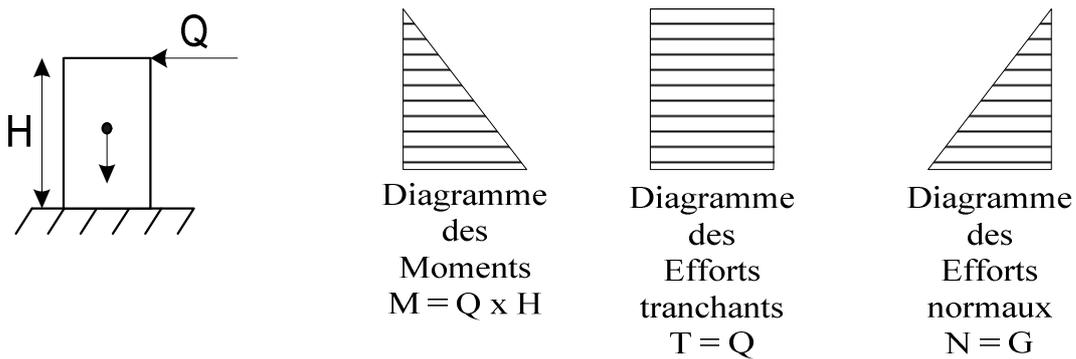


Fig. -2 -Schéma statique de calcul d'acrotère

III.1.3) Calcul des efforts :

$$G_{acr} = 25 (0,1 \times 0,5 + 0,25 \times 0,1 - (0,05 \times 0,05)) / 2$$

- Effort normal dû au poids propre: $G = 1,843 \text{ kn/ml}$

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q

$$M = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

$$\text{Effort normal du au poids propre } G : N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,843 \text{ KN}$$

III.1.3.a) Combinaison de charge**1) A l'ELU:**

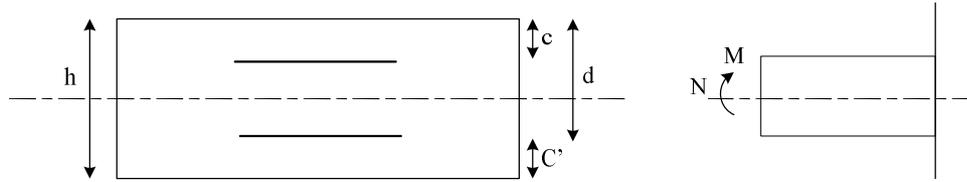
$$\begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,843 = 2,488 \text{ kn} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kn.m} \end{cases}$$

2) A l'ELS:

$$\begin{cases} N_s = G = 1,843 \text{ kn} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ kn.m} \end{cases}$$

III.1.4) Ferrailage:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminée en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $\langle\langle h = 10 \text{ cm} \rangle\rangle$, et de largeur $\langle\langle b = 100 \text{ cm} \rangle\rangle$, soumise a un effort normal $\langle\langle N \rangle\rangle$ et un moment de renversement $\langle\langle M \rangle\rangle$.



h: Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h - c : Hauteur utile

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

a) Calcul de l'excentricité à l'ELU:

$$e_n = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,488} = 0,361 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N : est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple, sous l'effet l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé.

b) Calcul en flexion simple:

- **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,488 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,974 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit:**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,974 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0107 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,995$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,974 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times \frac{400}{1,15}} = 0,35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2.488 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,278 \text{ cm}^2$$

III.1.5) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité: (Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{\min}$ Condition non vérifiée

Conclusion

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

$$A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de $100/4 = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{\min}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

soit; $A_r = 3\text{HA}8$

Soit: $3 \text{ HA}8 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St \ 60/3 = 20 \text{ cm}$,

b) Vérification au cisaillement:

Nous avons une fissuration préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) = 2,5 Mpa$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec : $V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 kN$

$$\tau_u = \frac{10}{10^2 \times 8} = 0,0125 Mpa$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres: (BAEL 99/art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \qquad \tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPA$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \text{ avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} \text{ Condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

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

d) Espacement des barres :

Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$

Armatures de répartition : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$

} Conditions vérifiées

6) Vérification à l'ELS:

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

Les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec $\eta = 1,6$; coefficient de fissuration (barres a haute adhérence)

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x dx A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47,50$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

Dans le béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_s = \frac{1}{47,5} \times 40,56 = 0,85 \text{ Mpa}$$

$$: \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée .}$$

D'où le ferrailage adopté a l'ELU est justifiée a l'ELS.

- Armatures principales.....4HA8=2,01cm² ; S_t= 25 cm.
- Armatures de répartition.....3HA8 =0,85 cm² ;S_t = 20 cm.

7) / 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 suivants la formule:

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

(Zone III_a, groupe d'usage 2) (A = 0,25)

C_p : Facteur de force horizontal (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,95 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,843 = 0,884 \text{ kN} / \text{ml} < Q = 1 \text{ kN} / \text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

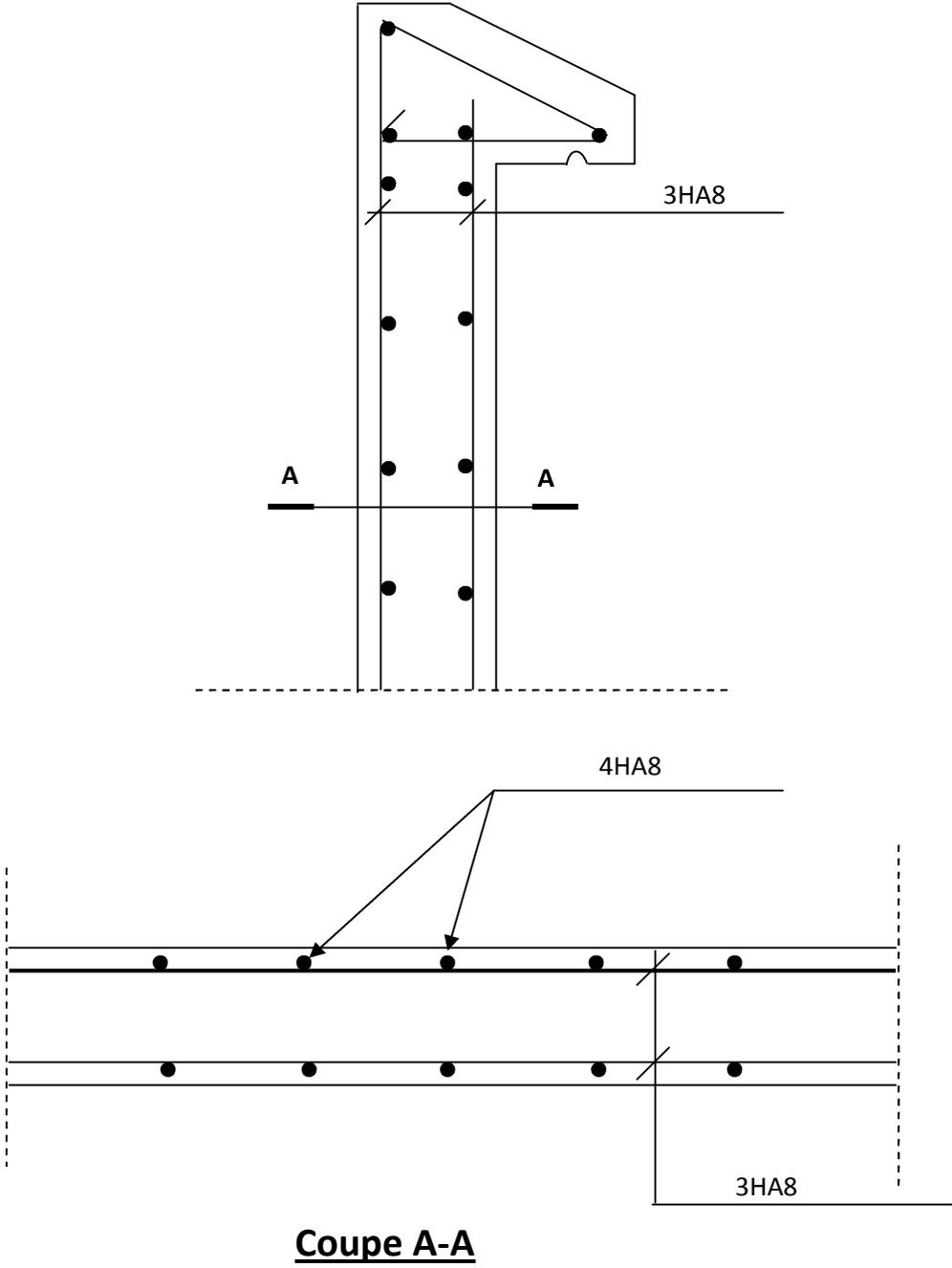


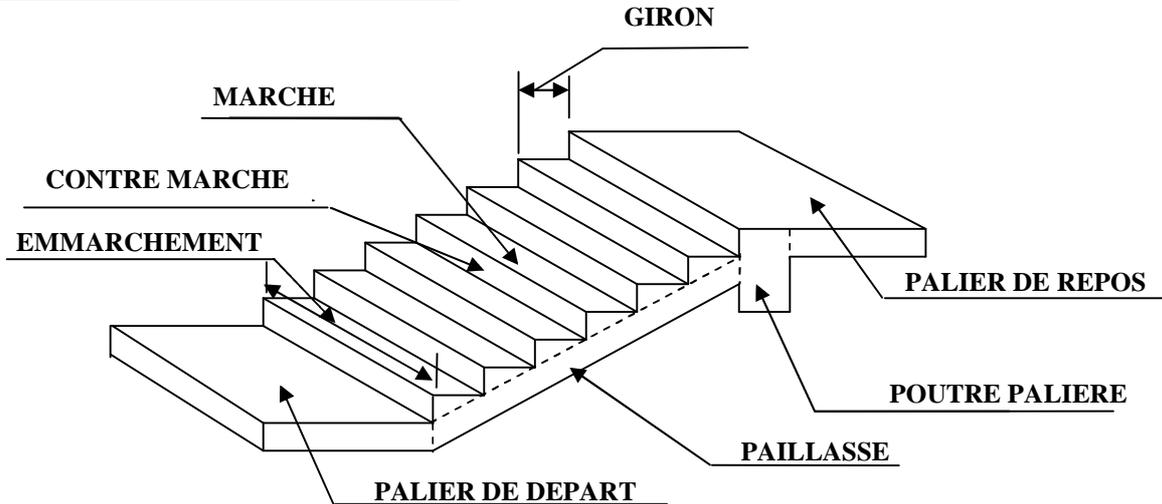
Fig -3- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III -2 Calcul des escaliers :

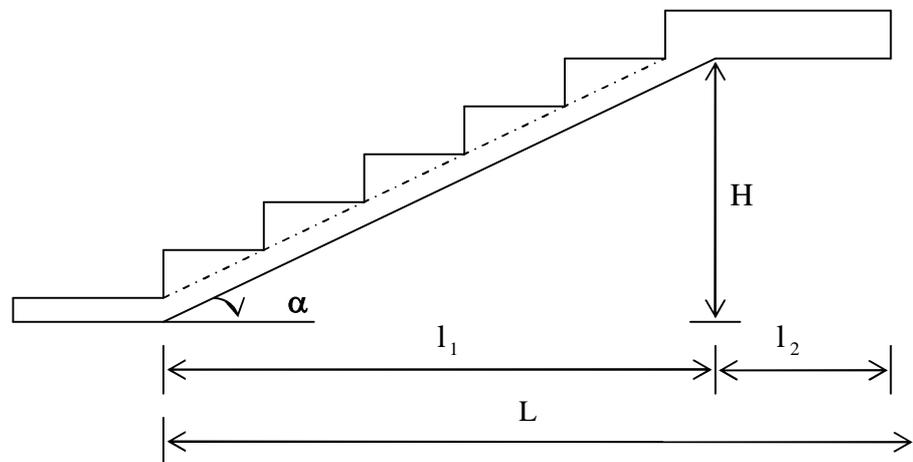
III.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage permettant la circulation verticale des usagers. Les escaliers desservent le projet à étudier sont réalisés en béton armé, ils sont constitués de deux paillasse et un palier intermédiaire.

III.2.1.1 illustration des escaliers :



- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.1.2 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessaire il y a.

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

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

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n'

Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III-2-2. Pré dimensionnement de l'escalier :

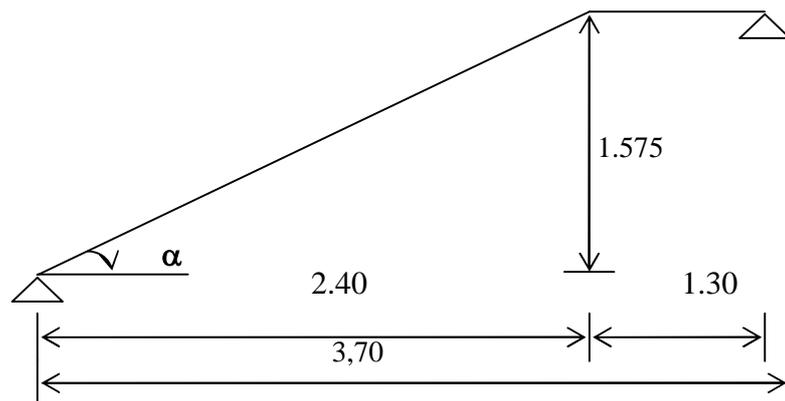


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

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

$$\text{et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend : $h = 17,5\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

L'emmarchement doit être ≥ 1.20 m

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

Application :

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{157,5}{17,5} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

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

$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2((17,5)) = 65 \leq 66\text{cm}$ la condition est vérifiée.

L'emmarchement est de $1.40 \text{ m} \geq 1.20\text{m}$la condition est vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1,30 \geq 1,10 \text{ la condition est vérifiée.}$$

III-2-2-1.Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{157,5}{2,50} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,21^\circ$$

$$L_0 = \frac{250}{\cos\alpha} + 150 = 425,47 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{425,47}{30} \leq e_p \leq \frac{425,47}{20}$$

$$14,18 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,27\text{cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 17\text{cm}$$

III-2-3.Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple .

- **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,17}{\cos(32,21)} \dots\dots\dots = 5,02 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1m \dots\dots\dots = 2,12 \text{ kN/ml}$

$G_{\text{paillasse}} = 7.14 \text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements

- -Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1m \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- -Mortier : $0,02 \times 22 \times 1m \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1m \dots\dots\dots = \underline{0,20} \text{ kN/ml}$

➤ **Palier :**

Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1 \dots\dots\dots = 4,25 \text{ KN/ml}$

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.44 + 0.44 \dots\dots\dots = \underline{0.88} \text{ KN/ml}$

La charge totale du palier : $4,25 + 1.60 \dots\dots\dots = 5,13 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $(0.90 + 0.36 + 0.36) \times (1.575 - 0.20) \dots\dots\dots = 2.22 \text{ KN/ml}$

• **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

• **Combinaison des charges et surcharges :**

- **Etat limite ultime : ELU**

$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.14 + 1,5 \times 2,5 = 13.38 \text{ KN/ml}$

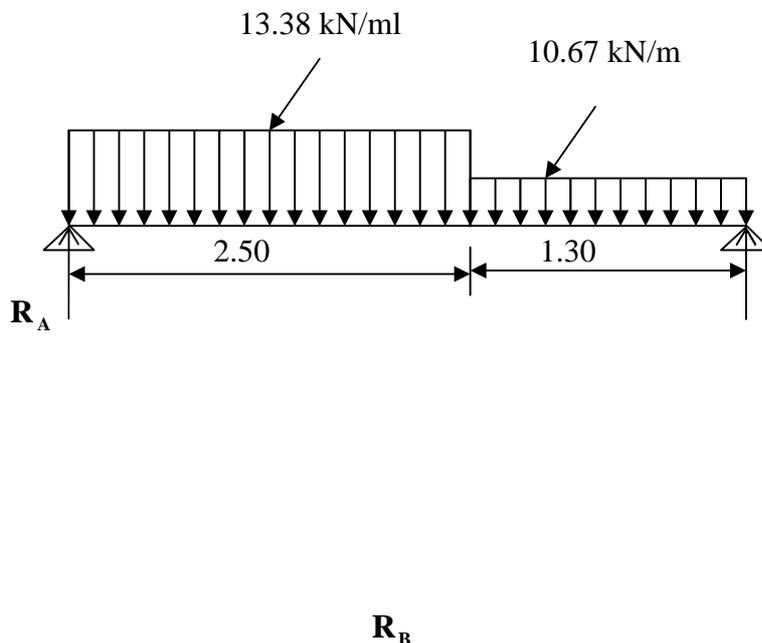
$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,13 + 1,5 \times 2,5 = 10,67 \text{ KN/ml}$

- **Etat limite de service : ELS**

$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 7,14 + 2,5 \dots\dots\dots = 9,64 \text{ KN/ml}$

$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 5,13 + 2,5 \dots\dots\dots = 7,63 \text{ KN/ml}$

III-2-4. Efforts internes :



III-2-4-1. Etat limite ultime :**- Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 47,32 \text{ KN}$$

$$R_A = 24,81 \text{ KN}$$

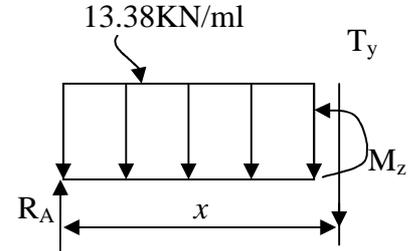
$$R_B = 22,51 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,50 \text{ m}$:

$$T_y = -13,38x + 24,81 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +24,81 \text{ KN} \longrightarrow & x = 0 \\ T_y = -8,64 \text{ KN} \longrightarrow & x = 2,50 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -13,38 \frac{x^2}{2} + 24,81x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20,21 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,50 \text{ m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,90 \text{ m}$:

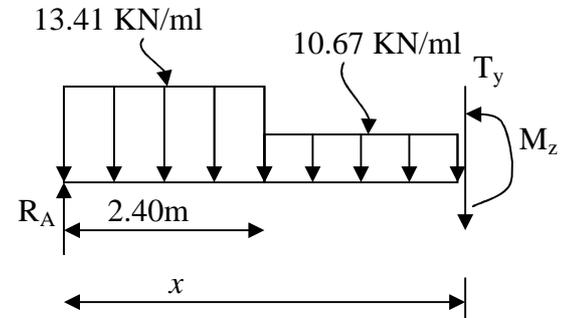
$$T_y = -10,67x + 18,78$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -6,83 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \\ T_y = -22,83 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 3,90 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 25,36x - (13,41 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 10,67 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$M_z = -5,34x^2 + 18,78x + 7,89$$

$$\begin{cases} M_z = 22,24 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \\ M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 3,90 \text{ m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10,67x + 18,78 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,76 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,76 \text{ m}$.

Donc :

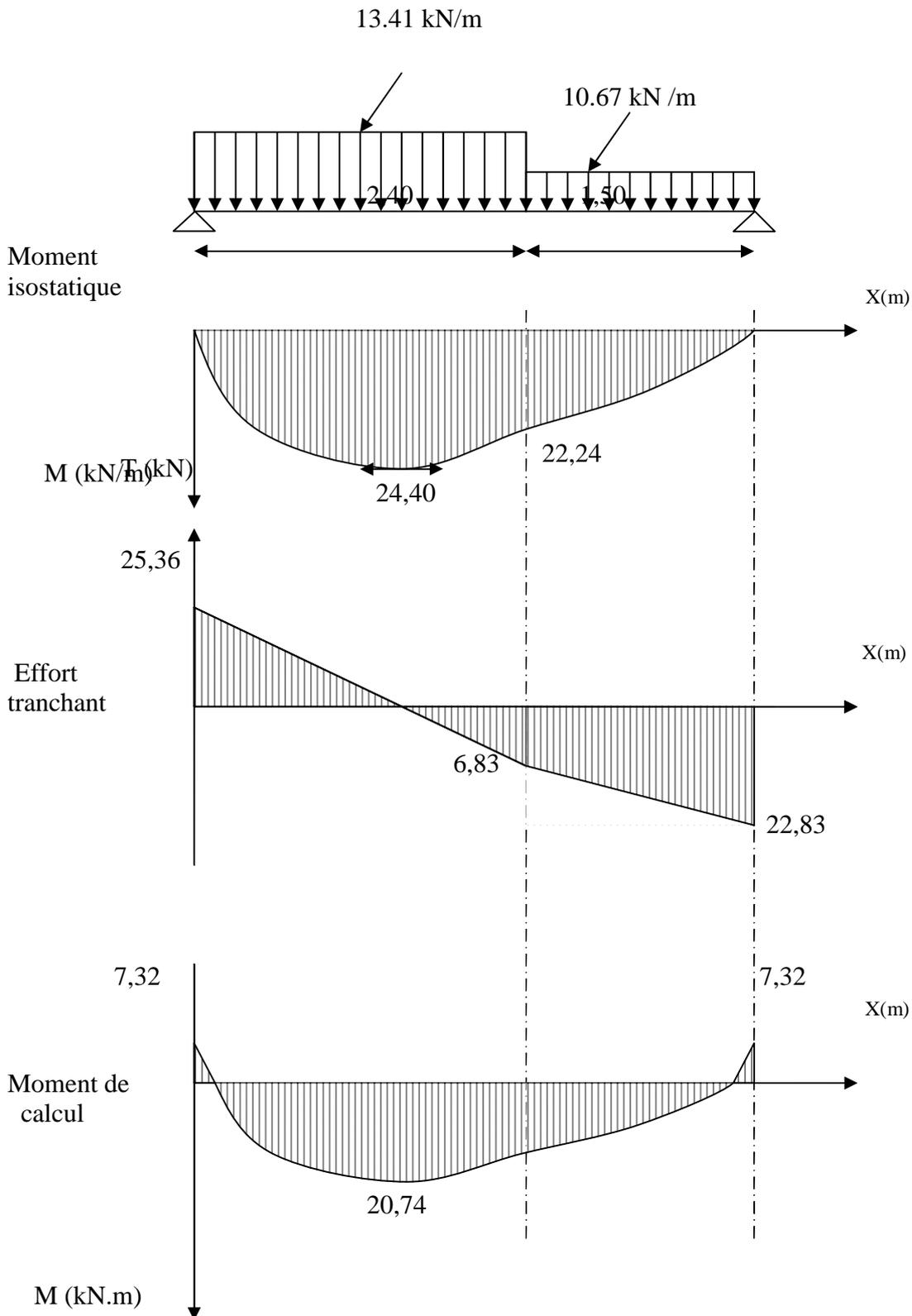
$$M_z^{max} = -5,34 (1,76)^2 + 18,78 (1,76) + 7,89$$

$$M_z^{max} = 24,40 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -7,32 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 20,74 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



- Calcul des armatures:

❖ **Aux appuis :**

$M_u = 7,32 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,32 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_a = 0,022 \Rightarrow \beta_u = 0,989$

$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,32 \times 10^3}{0,989 \times 15 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$

On opte pour : 4HA8/ml ($A_a = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 30 \text{ cm}$.

❖ **En travées :**

$M_t = 20,74 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{u_t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,74 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_a = 0,064 \Rightarrow \beta_u = 0,967$

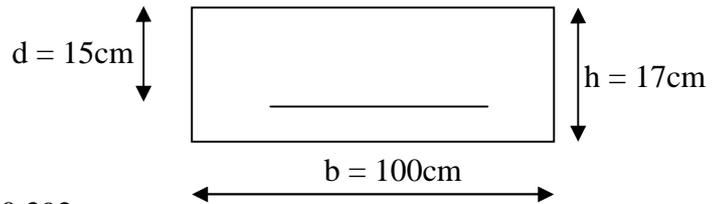
$A_t = \frac{M_{u_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,74 \times 10^3}{0,967 \times 15 \times 348} = 4,10 \text{ cm}^2$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,10}{4} = 1,025 \text{ cm}^2$

On opte pour 4HA8/ml ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 30 \text{ cm}$.



III-2-4-1-1. Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

• **Espacement des barres :**

- Armatures principales :

- Aux appuis : $e = 30 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ La condition est vérifiée.

- Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 30\text{cm}$
 - En travées : $e = 30\text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

• **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{\text{umax}} = 25,36\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{25,36 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots$$
 La condition est vérifiée.

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,36 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,40} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,99\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots$$
 La condition est vérifiée.

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

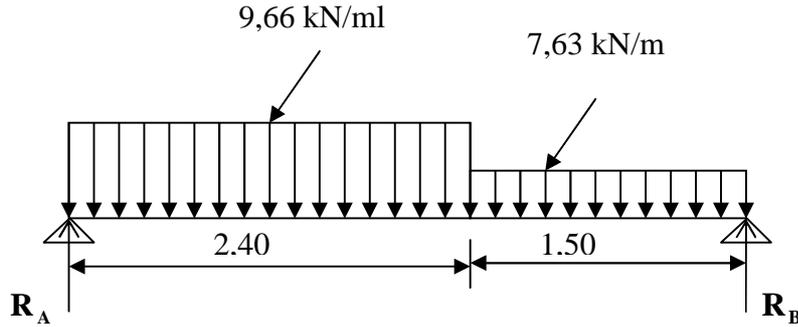
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 17 \text{ cm}$$

III-2-4-2. Etat limite de service :



- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 34,63 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,25 \text{ KN}$$

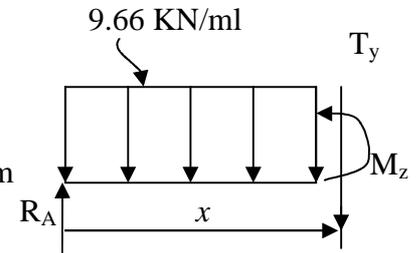
$$R_B = 16,37 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$:

$$T_y = -9,66x + 18,25 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 18,25 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -4,93 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -9,66 \frac{x^2}{2} + 18,25x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 15,98 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,90\text{m}$:

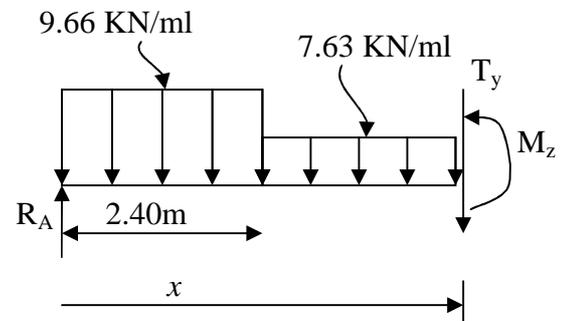
$$T_y = -7,63x + 13,38$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -4,93 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -16,38 \text{ KN} & \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 18,25x - (9,66 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 7,63 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$M_z = -3,815 x^2 + 13,38x + 5,846$$

$$\begin{cases} M_z = 15,98 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 & \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7,63x + 13,38 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,75\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,75\text{m}$.

Donc :

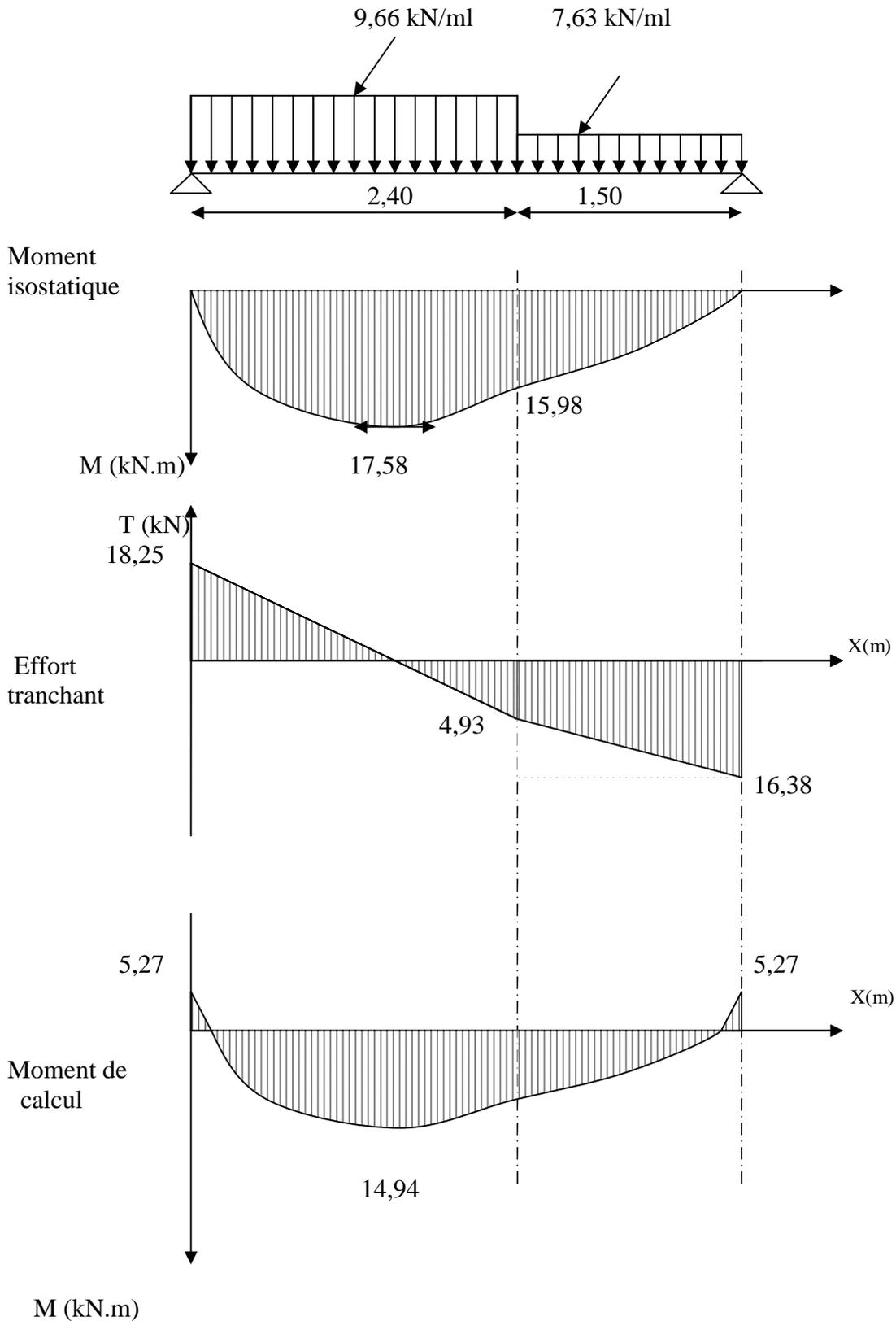
$$M_z^{max} = -3,815 (1,75)^2 + 13,38 (1,75) + 5,846$$

$$M_z^{max} = 17,58 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 5,27 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 14,94 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



III-2-4-2-1. Vérification à l'ELS :**• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow \alpha_1 = 0,285 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,285 \Rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14,94 \times 10^3}{5,65 \times 0,905 \times 15} = 194,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,026 \times 194,79 = 5,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 15} = 0,134$$

$$\rho = 0,134 \Rightarrow \beta_1 = 0,939, \alpha_1 = 0,183 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,183 \Rightarrow K = 0,0149$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5,27 \times 10^3}{2,01 \times 0,939 \times 15} = 186,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,0149 \times 186,15 = 2,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{14,94}{10 \times 17,58} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.q \cdot L^4}{384.E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

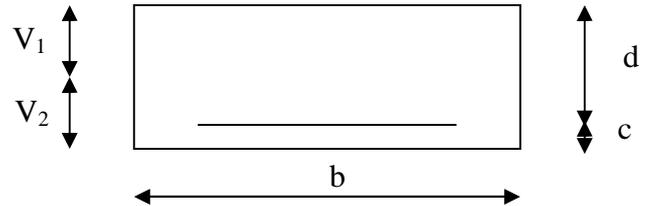
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 7.63 \text{ KN/ml} , 9.66 \text{ KN/ml} \} = 9.66 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$



$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8,80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(8,80^3 + 8,20^3 \right) + 15 \times 5,65 (8,20 - 2)^2$$

$$I = 44352,45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (9.66 \times 3,90^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44352,45 \times 10^{-8}} = 0,0064$$

$$f < \bar{f} = 390/500 = 0,78 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III-2-5 Calcul de la poutre palière :**Introduction :**

C'est une poutre de section rectangulaire, encadrée à ces deux extrémités

III-2-5-1 Prè dimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 410 \text{ cm} \Rightarrow \frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ m} \leq h_t \leq 41 \text{ cm.}$$

Soit $h_t = 30 \text{ cm.}$

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :
 $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$ d'où $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

Soit $b = 20 \text{ cm.}$

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1,5 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

III-2-5-2 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : $\dots\dots\dots = 10,67 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $\dots\dots\dots = 7,63 \text{ KN}$

III-2-5-3 Calcul à l'ELU :**a) Calcul du moment et de l'effort :**

$$q_u = 1,35(1,5 + 2,5) + \frac{10,67}{1} = 16,07 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{16,07 \times 4,1^2}{8} = 33,76 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 33,76 \text{ KN.m}$$

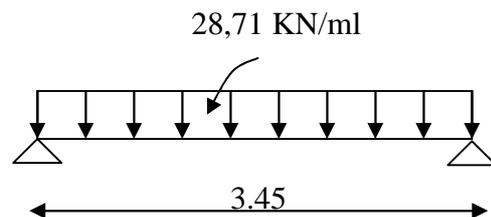
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{16,07 \times 4,1}{2} = 32,943 \text{ KN}$$

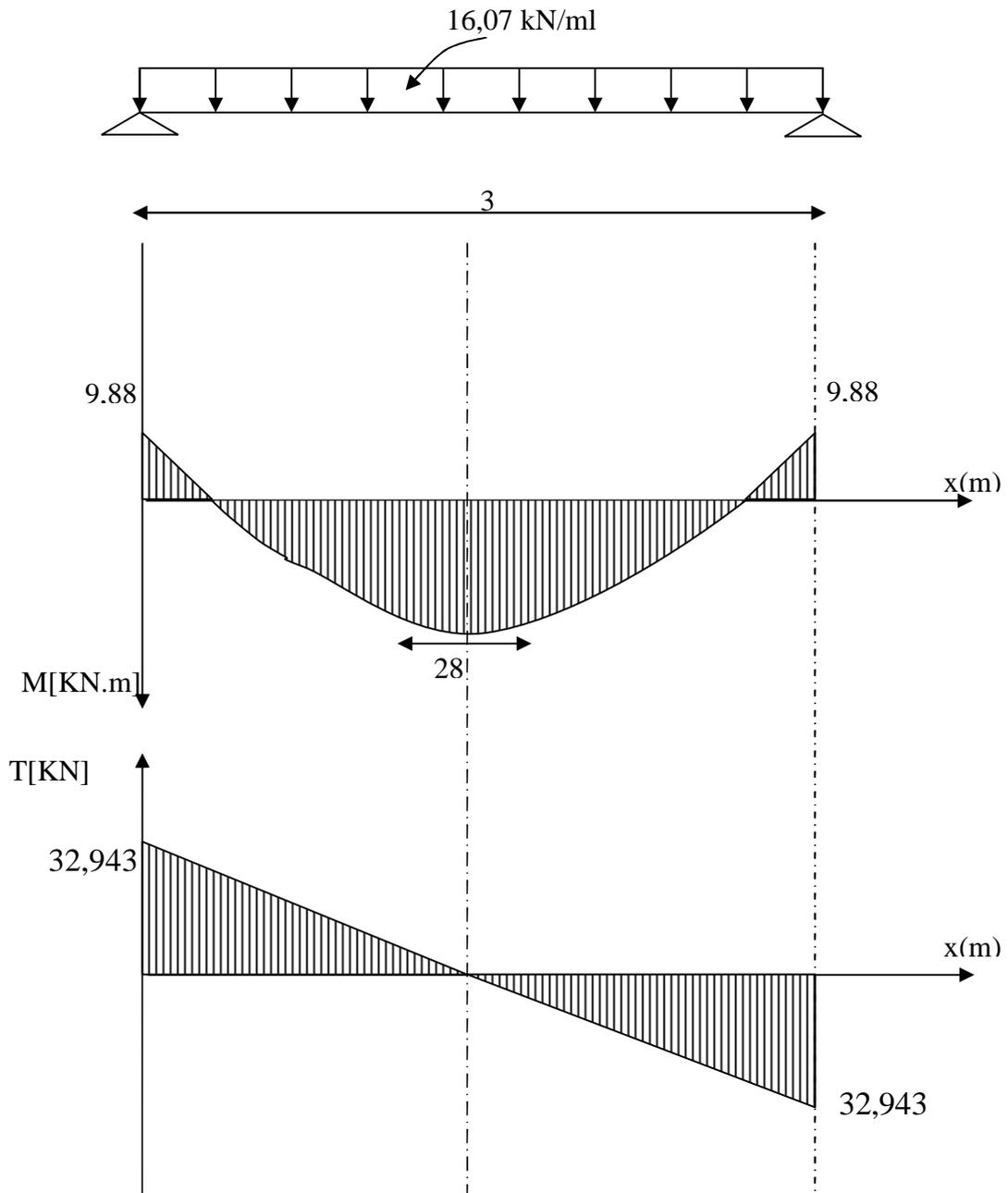
En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{\text{uap}} = -0,3.M_u = -9,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{utr}} = 0,85.M_u = 28 \text{ KN.m}$$



b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



c) Ferrailage :**En travées :** $h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{28 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0,125$$

 $\mu_t = 0,125 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,132 \Rightarrow \beta_1 = 0,932$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28 \times 10^5}{0,932 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 3,08 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9,88 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0,0443$$

 $\mu_t = 0,0443 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_t = 0,0463 \Rightarrow \beta_1 = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,88 \times 10^5}{0,976 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1,03 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ **N.B :**

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3,00 \text{ cm}^2.$$

 $4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2 > 3,00 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.**d) Vérification :****1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 20 \times 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.**Aux appuis :** $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.**2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{46,14 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,588 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

 $\tau_u = 0,588 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ La Condition est vérifiée

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Art. 5.1.3.2, BAEL 91

a) Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{32,943 \times 10^3 + \frac{9,88 \times 10^5}{0,9 \times 28}}{348 \times 10^4} = 0,0207 \text{ cm}^2$$

 $A_a = 3,39 \geq A_u = 0,0207 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
b) Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0,4b,0,9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 200 \times 0,9 \times 280 \frac{25}{1,5} = 336 \text{ KN} > T_u = 32,943 \text{ KN} \Rightarrow$$
 La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.f_{t28} = 3,15$$

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

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{32,943 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 11,304 \times 10} = 1,156 \text{ MPa}$$

 $\tau_u = 1,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

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

4. Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ cm}$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm²

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ **5. Espacement des barres :**

Article 7.5.2.2 RPA 99 :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003.b} = \frac{1,13}{0,003 \times 25} = 15,07 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 7,2 \text{ cm} \}$$

On prend: $S_t = 7 \text{ cm}$ **b) En zone courante :**

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

III-2-5-4 Calcul à l'ELS :**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = (1,5 + 2,5) + 7,63 = 11,63 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11,63 \times 4,1^2}{8} = 24,43 \text{ KN}$$

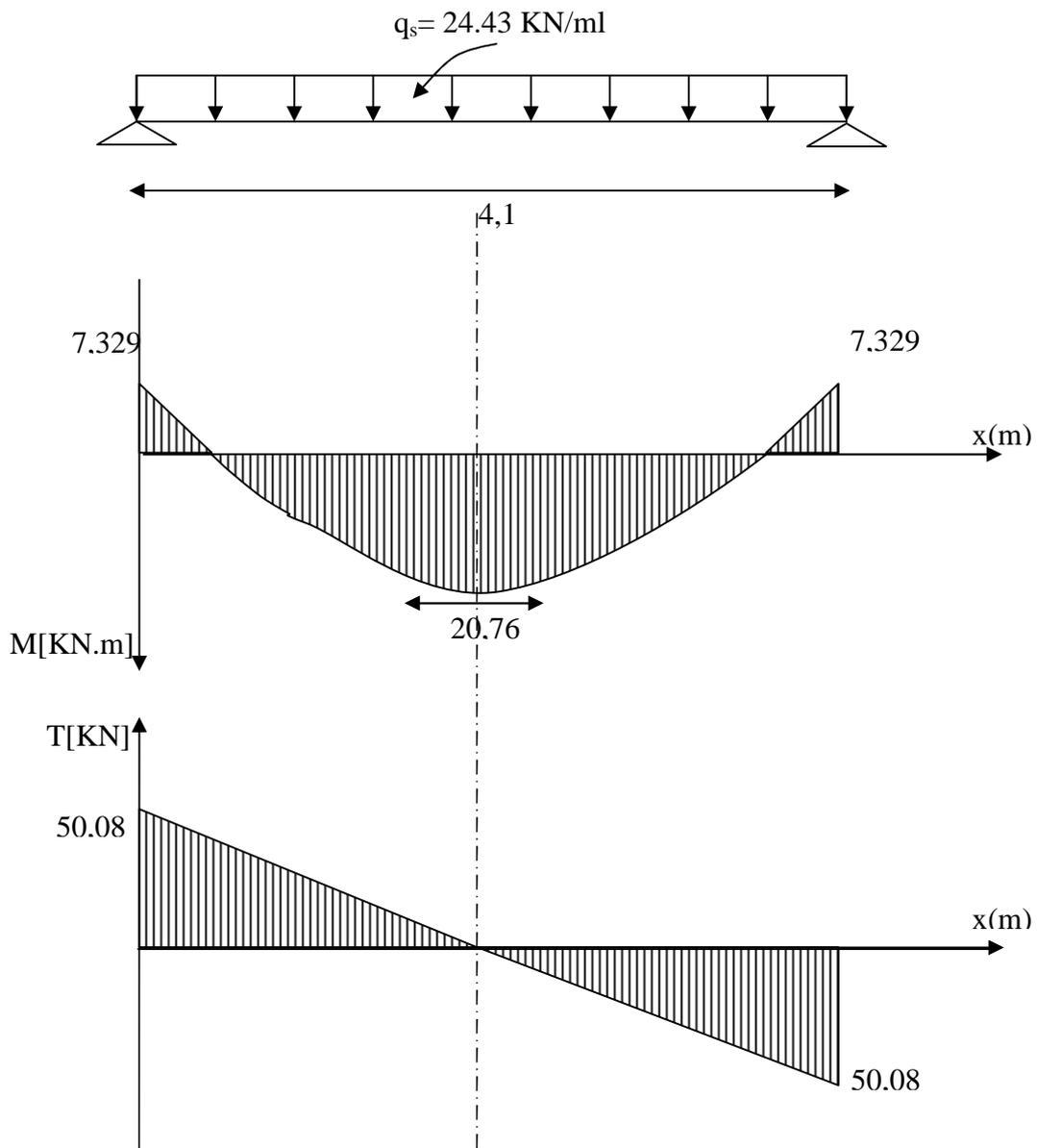
- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{24,43 \times 4,1}{2} = 50,08 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -7,329 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 20,76 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

c) Vérification des contraintes :

1) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta = 0,885 \Rightarrow \alpha = 0,345 \Rightarrow K = 0,035$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1.d.A_{ap}} = \frac{7,329 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 87,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 87,24 \times 0,035 = 3,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,825$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0,825 \Rightarrow \beta = 0,870 \Rightarrow \alpha = 0,390 \Rightarrow K = 0,043$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{20,76 \times 10^3}{0,870 \times 28 \times 4,62} = 184,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,043 \times 184,46 = 7,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 Art A5.3.4

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

e) Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

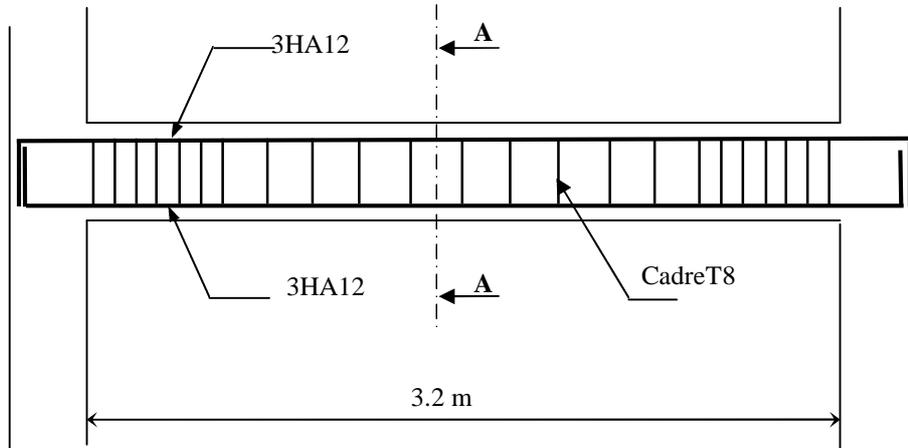
$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{4,1} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{4,1} = 0,0853 > \frac{21,28}{10 \times 25,03} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

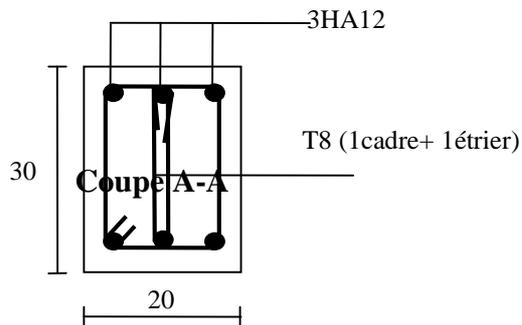
$$c) \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{20 \times 30} = 0,0077 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

3. Plan de ferrailage de la poutre palière :



Ferrailage de la poutre palière



III : Planchers

I. Introduction:

Notre structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Sauf la salle machine, qui est en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

a : distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique, sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

II. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur total du plancher)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

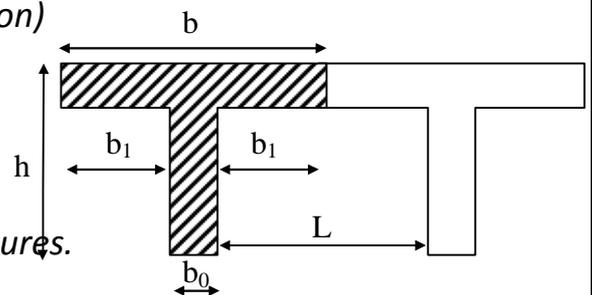


figure III.6

II.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

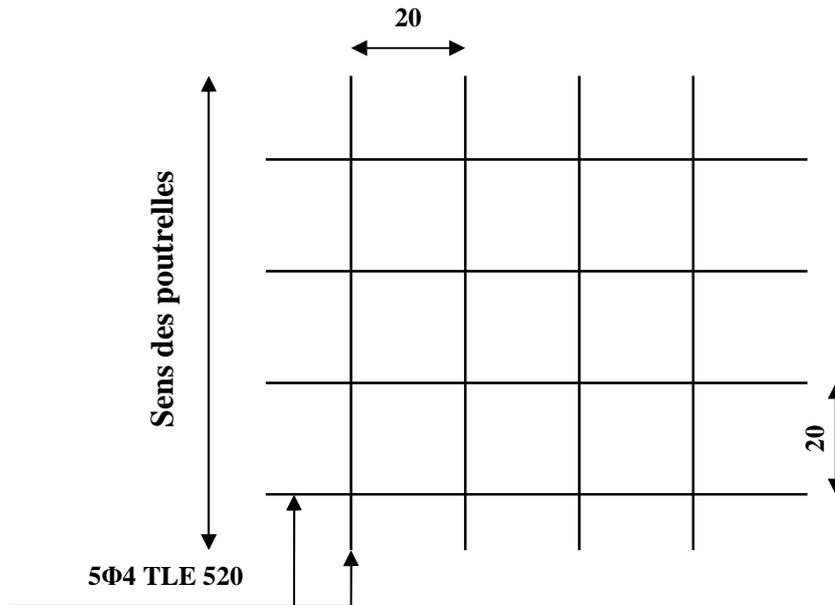
L : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $e = 20 \text{ cm}$

II.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 20 \text{ cm}$



Ferailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm

III. Calcul de la poutrelle à l'ELU:

III.1. Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

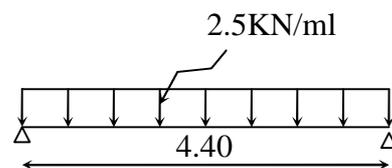
III.1.1. combinaison d'actions :

A l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.1.2. calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4,4^2}{8} = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4,4}{2} = 5.50 \text{ KN}$$



III.1.3. ferrailage de la poutrelle :

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{6,05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 8.876 > 0.392$$

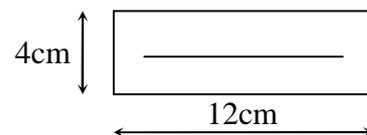


Figure III.8

$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$

donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III.2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.34 \times 0.65 = 3.471 \text{ KN/ml}$
- $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

III.2.1. Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,148 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 4,446 \text{ KN/ml}$$

III.2.2. Choix de la méthode :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.

$$1. \left\{ \begin{array}{l} Q=5\text{KN/ml} < 2G=6.62\text{KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 : $(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$ on a :

$$\frac{2}{3,4} = 0.58 ; \frac{3,4}{3,4} = 1 ; \frac{3,4}{2} = 1.7 \quad \frac{2}{4,4} = 0,45 \quad \frac{4,4}{2} = 2,2 ; \frac{2}{3,4} = 0.58 \quad \frac{3,4}{3,4} = 1 \quad \frac{3,4}{2} = 1.7 \Rightarrow$$

Condition non vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, en opte pour la méthode des trois moments.

III.2.3.Principe de la méthode:

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutre isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueurs L=0 cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

1) ELU :

a) Calcul des moments aux appuis :

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$Q_i =$ Q_{i+1} (m)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$	M_i (KN.m)
1	0	2	6,148	$4M_1 + 2M_2 = -12,29$	-0,899
2	2	3,4	6,148	$2M_1 + 10,8M_2 + 3,4M_3 = -72,70$	-4,349
3	3,4	3,4	6,148	$3,40M_2 + 13,6M_3 + 3,4M_4 = -120,82$	-7,036
4	3,4	2	6,148	$3,4M_3 + 10,8M_4 + 2M_5 = -72,70$	-3,039
5	2	4,4	6,148	$2M_4 + 12,8M_5 + 4,4M_6 = -143,22$	-7,973
6	4,4	2	6,148	$4,4M_5 + 12,8M_6 + 2M_7 = -143,22$	-7,973
7	2	3,4	6,148	$2M_6 + 10,8M_7 + 3,4M_8 = -72,70$	-3,039
8	3,4	3,4	6,148	$3,4M_7 + 13,6M_8 + 3,4M_9 = -120,82$	-7,036
9	3,4	2	6,148	$3,4M_8 + 10,8M_9 + 2M_{10} = -72,70$	-4,349
10	2	0	6,148	$2M_9 + 4M_{10} = -12,29$	-0,899

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **SCILAB**.

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées, on diminue ces derniers de **1/3** et on augmente les moments en travées de **1/3**.

- Les moments corrigés sont :

appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Moments Corrigés	-0,598	-2,90	-4,69	-2,02	-5,31	-5,31	-2,02	-4,69	-2,90	-0,598

- **Moment en travée :**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

b) Calcul des moments en travées :

N° travée	L(m)	q_u (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	X(m)	M_{max} (KN.m)
(1)	2,00	6,148	-0,899	-4,349	0,72	0,692
(2)	3,40	6,148	-4,349	-7,036	1,57	3,243
(3)	3,40	6,148	-7,036	-3,039	1,89	3,954
(4)	2,00	6,148	-3,039	-7,973	0,59	-1,973
(5)	4,40	6,148	-7,973	-7,973	2,2	6,907
(6)	2,00	6,148	-7,973	-3,039	1,40	-1,973
(7)	3,40	6,148	-3,039	-7,036	1,51	3,954
(8)	3,40	6,148	-7,036	-4,349	1,83	3,243
(9)	2,00	6,148	-4,349	-0,899	1,28	0,692

Schéma statique de calcul : $q_u = 6,148 \text{ KN/ml}$

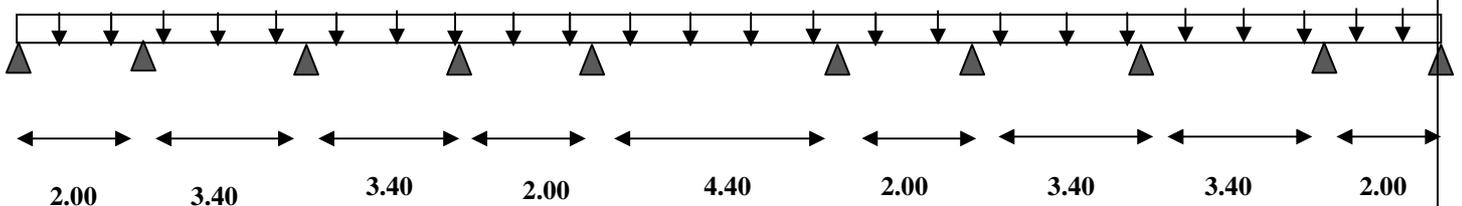
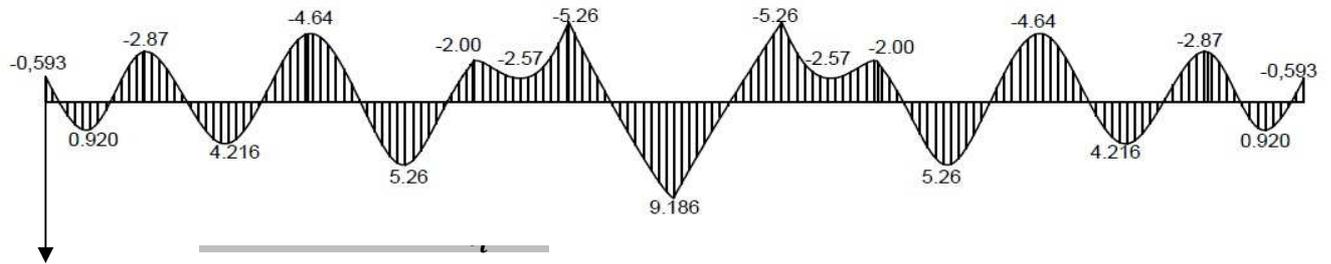


Fig : Schéma statique de la poutre continue reposant sur dix appuis

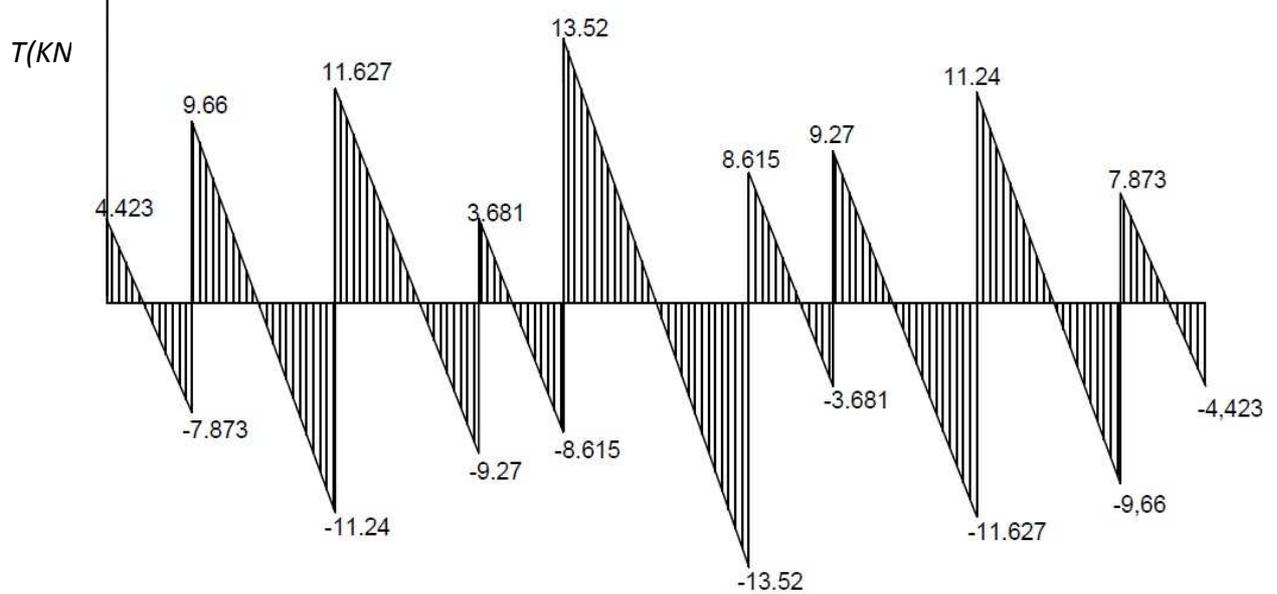
Les diagrammes des moments fléchissant :



$Mz(KN.M)$

c) Calcul des efforts tranchants :

Travée	L(m)	Qu (kn)	Moment MAX (Kn x m)	V(x) (KN)	
				x = 0	x = L
1_2	2	6,148	0,920	4,42	-7,87
2_3	3,4	6,148	4,216	9,66	-11,24
3_4	3,4	6,148	5,26	11,63	-9,27
4_5	2	6,148	-2,576	3,681	-8,61
5_6	4,4	6,148	9,186	13,52	-13,53
6_7	2	6,148	-2,576	8,61	-3,681
7_8	3,4	6,148	5,26	9,27	-11,63
8_9	3,4	6,148	4,216	11,24	-9,66
9_10	2	6,148	0,920	7,87	-4,42



Le diagramme des efforts tranchants

Conclusion :

$$M_{ut}^{max} = 9,186 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = -13,53 \text{ KN}$$

A) Ferrailage a l'ELU :

A;1 : Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}.$$

. En travées:

$$M_t^{max} = 9,186 \text{ KN}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

• **a) En travées :**

▪ **Position de l'axe neutre :**

▪

Si $M_t > M_0$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t < M_0$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la table de compression.

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}; \quad \text{avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_t < M_0$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

Avec $M_t^{max} = 9,57 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,186 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,0307$$

$$\mu = 0,0307 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0307 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{9,186 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st} = 1,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $3HA10 = 2,35\text{cm}^2$

b) Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

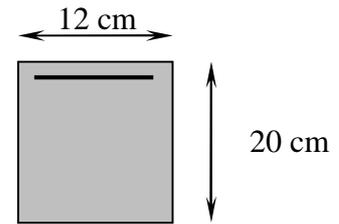
$$M_a^{\max} = 5,26 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,26 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,0952 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,0952 \rightarrow \beta = 0,950$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,26 \times 10^3}{0,950 \times 18 \times 348} = 0,801 \text{ cm}^2$$



Soit : $A^a = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Soit : 2HA10 filant et 2HA8 comme chapeau

A ; 2 : Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 8 \right\} = 0,56 \text{ cm}$$

θ_ℓ^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

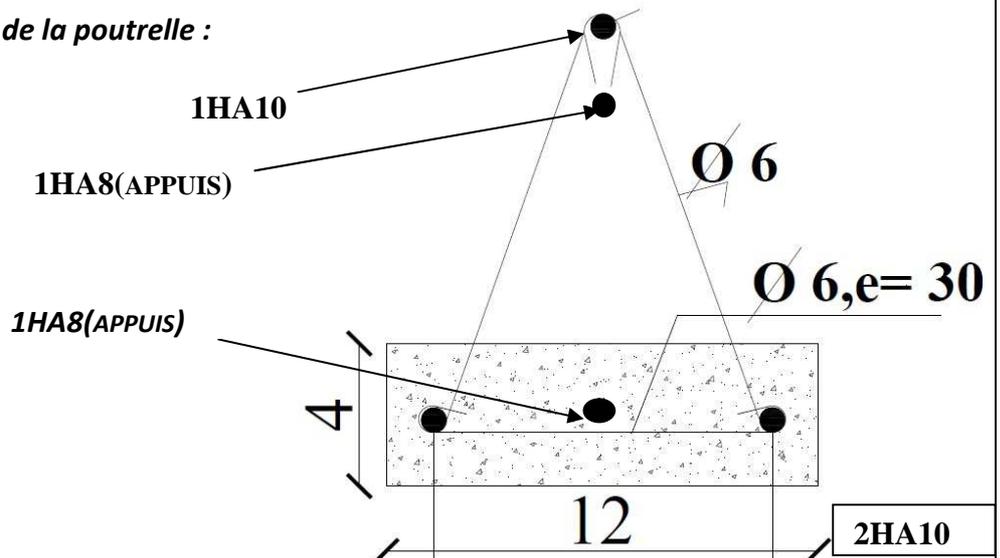
On choisi un cadre $\varnothing 6$ avec $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

3- L'espacement entre cadre :

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Plan de ferrailage de la poutrelle :**



Vérification:

A) ELU

❖ **Vérification de la condition de non fragilité(BAEL 91,A 4.2.1):**

a) En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

b) Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Aux appuis:** $A_a = 1,00 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement:**

on doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13,57 \times 10}{12 \times 18} = 0,628 \text{ MPa}$$

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)**

➤ **A) Sur le béton**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13,57 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **B) Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 1,51 \geq \frac{1,15}{400} \left(13,57 + \frac{5,26}{0,9 \times 18} \right) = 0,039$$

⇒ condition vérifiée .

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 8) = 75,36 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,57 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,111 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

• **l'ancrage des barres : (BAEL91/ Art 6.1,23):**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e E400, \text{ acier HA, } L_s = 40\phi \quad \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4 L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s}$$

$$\frac{L_s}{\phi} = 35 \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et Fe400}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ mm} \rightarrow L_s = 35 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 (Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par

un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0,4.l_s$ pour les aciers HA

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés ; avec $L_a = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

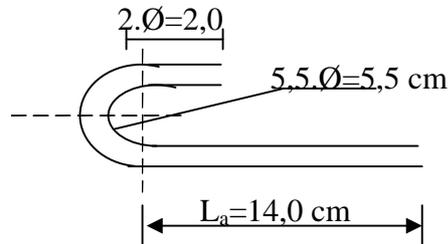


Fig : L'ancrage des barres

B) - Vérification à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

À l'ELU : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,148 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 4,446 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,446}{6,148} = 0,723$$

1) Les moments en travée :

N° de la Travée	Les moments à l'ELU	Coefficient (q_s/q_u)	Les moments à l'ELS
01	0,920	0,723	0,665
02	4,216	0,723	3,048
03	5,26	0,723	3,75
04	-2,576	0,723	-1,862
05	9,186	0,723	6.641
06	-2,576	0,723	-1,862
07	5,26	0,723	3,75
08	4,216	0,723	3,048
09	0,920	0,723	0,665

2) Les moments aux appuis :

N° de l'appui	Les moments à l'ELU (kn.m)	Coefficient (q_s/q_u)	Les moments à l'ELS (kn.m)
01	-0,598	0,723	-0,432
02	-2,87	0,723	-2,096
03	-4,64	0,723	-3,39
04	-2,00	0,723	-1,46
05	-5,26	0,723	-3,839
06	-5,26	0,723	-3,839
07	-2,00	0,723	-1,46
08	-4,64	0,723	-3,39
09	-2,87	0,723	-2,096
10	-0,598	0,723	-0,432

3) Efforts tranchants :

Travée	Efforts tranchant a l'ELU (KN)		Coefficient (q_s/q_u)	Efforts tranchant a l'ELU (KN)	
	x = 0	x = L		x = 0	x = L
1	4,42	-7,87	0,723	3,19	-5,69
2	9,66	-11,24	0,723	6,98	-8,126
3	11,63	-9,27	0,723	8,40	-6,70
4	3,681	-8,61	0,723	2,66	-6,22
5	13,52	-13,53	0,723	9,774	-9,774
6	8,61	-3,681	0,723	6,22	-2,66
7	9,27	-11,63	0,723	6,70	-8,40
8	11,24	-9,66	0,723	8,126	-6,98
9	7,87	-4,42	0,723	5,69	-3,19

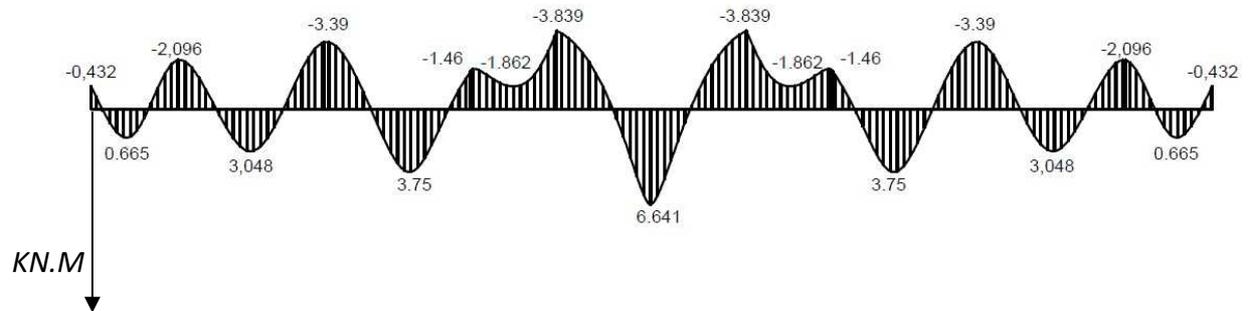


Fig. Diagramme des moments fléchissant

Effort tranchant à l'E.L.S

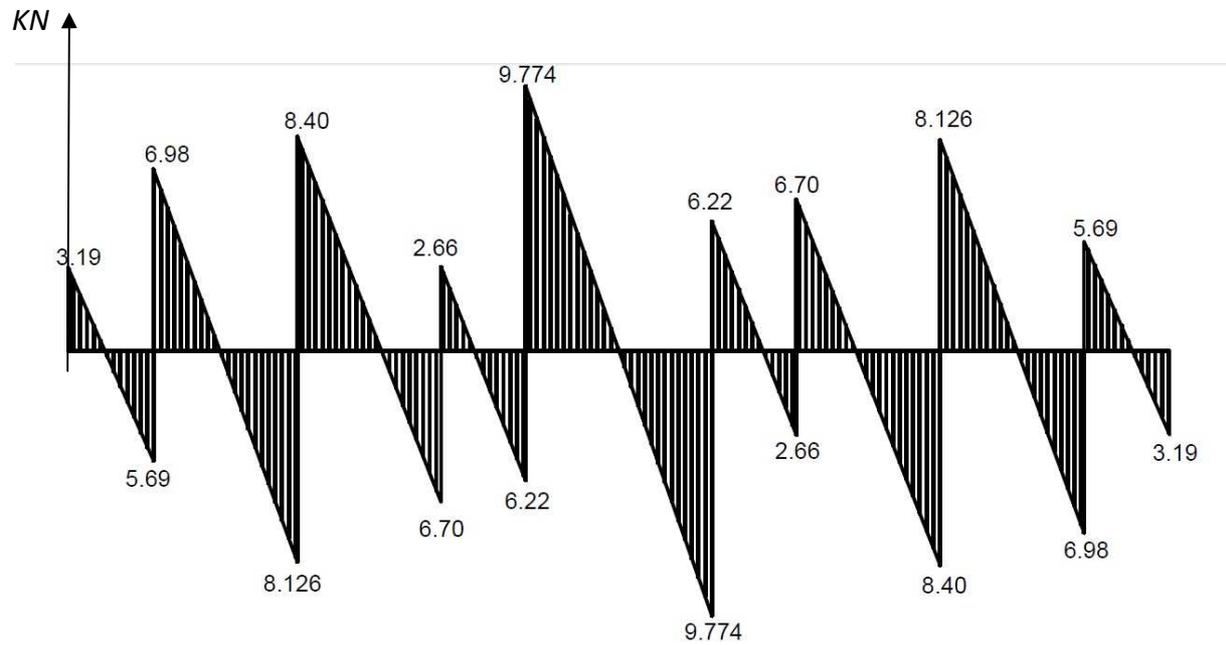


Fig. diagramme des efforts tranchants

- **Vérification à l'E.L.S**

a- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

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

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \text{Article B.6.5.1 BAEL91}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0,048 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

≤

$$2- \frac{h}{L} = 0,048 > \frac{6,19}{15 \times 9,34} = 0,044 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,51}{18 \times 12} = 0,0069 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche

Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_T = \frac{4L_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2,$$

Soit : $3 \phi 4 = 0,38 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Conclusion :

On adoptera un treillis soudés Ts_6 (200x200)

- **Ferraillage de la poutrelle :**

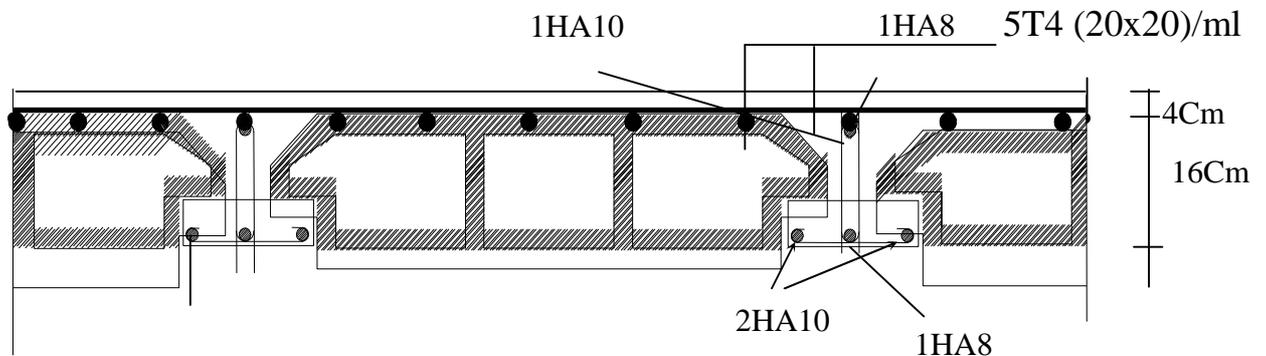


Figure III.21 : Plan de ferraillage du plancher

III.5. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher.

III-5-1) Dimensionnement :

L=4.5m : Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre de chaînage :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 11,33\text{cm} \leq h_t \leq 17\text{cm}.$$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre : $h_t=30\text{cm}$

2- Largeur de la poutre de chaînage :

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

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b= 20 \text{ cm}$.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

III-5-2) Détermination des charges et surcharges :

-Poids propre du plancher :

$$G_1 = \frac{5,34 \times 0,65}{2} = 1,735 \text{ KN/ ml.}$$

-Poids propre de la poutre :

$$G_2 = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ ml.}$$

-Poids du mur :

$$G_3 = 2,5 \times (3,15 - 0,30) = 7,125 \text{ KN/ ml.}$$

Donc : $G_t = 10,36 \text{ KN/m}$

-Surcharge d'exploitation :

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

- **Combinaison des charges et surcharges:**

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$
$$q_u = 1,35(10,36) + 1,5 (0,5) = 14,736 \text{ KN/ml.}$$

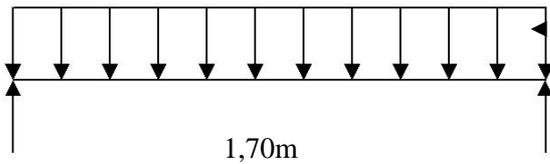
A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$
$$q_s = 10,36 + 0,5 = 10,86 \text{ KN/ml.}$$

III.5.3. étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui

$$q_u = 14,736 \text{ kN/ml}$$



• **CALCUL DES INTERNES :**

A l'ELU :

➤ Réaction d'appuis :

$$R_a + R_b = 14,736 \times 1,7$$

$$R_a + R_b = 25,0512 \text{ KN}$$

d'où :

$$R_a = 12,5256 \text{ KN.}$$

$$R_b = 12,5256 \text{ KN.}$$

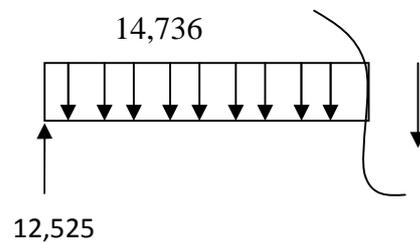
Calcul des efforts internes

$$T_y = 12,5256 - 14,736x$$

$$T_y(x=0) = 12,5256 \text{ KN}$$

$$T_y(x=1,7) = -12,5256 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{14,736 \times 1,7^2}{8} = 5,323 \text{ KN.M}$$

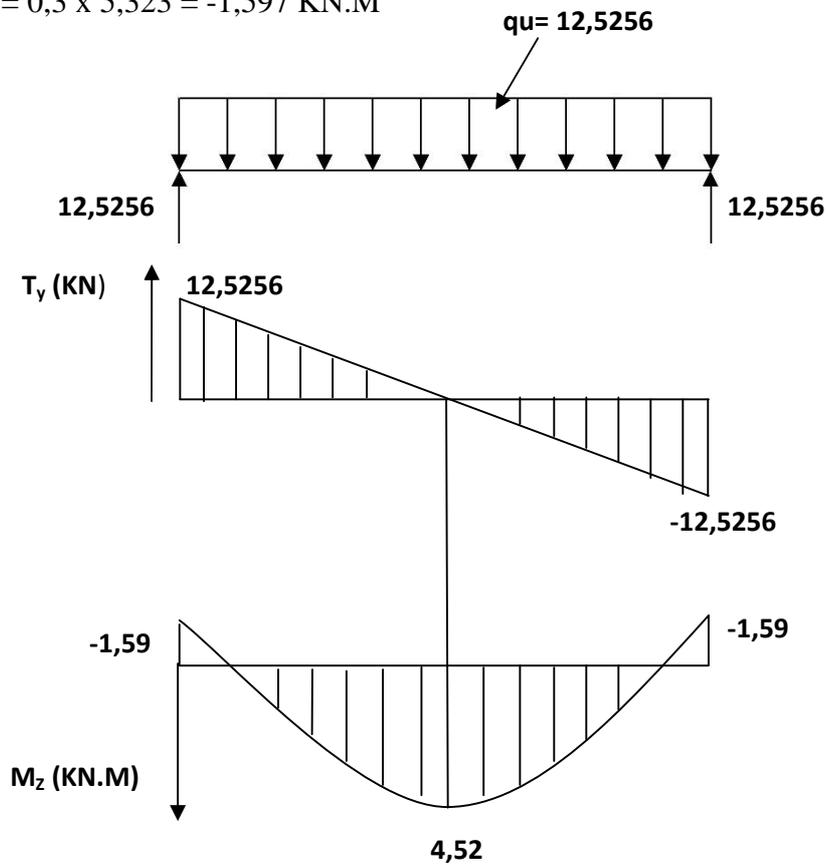


Moment en travée:

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 5,323 = 4,52 \text{ KN.M}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = 0,3 \times 5,323 = -1,597 \text{ KN.M}$$



a l'ELS :

Réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{10,86 \times 1,7}{2}$$

$$R_a = R_b = 9,231 \text{ KN}$$

Efforts internes :

$$T_y(x=0) = 9,231 \text{ KN.}$$

$$T_y(x=1,7) = -9,231 \text{ KN.}$$

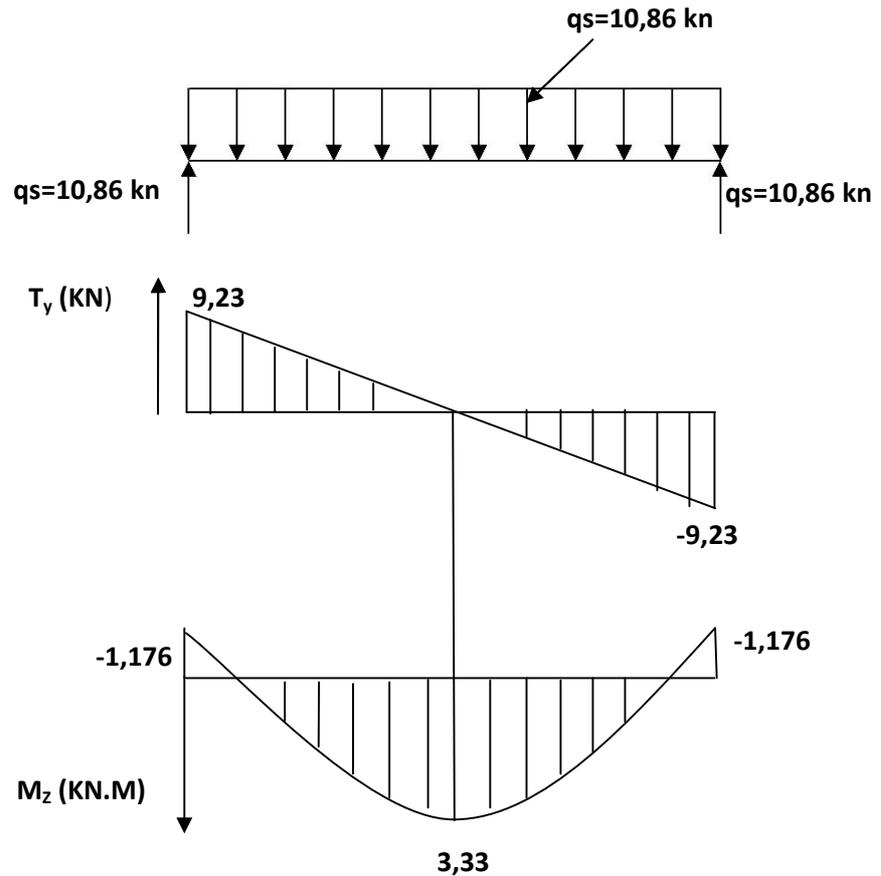
$$M_0 = \frac{10,86 \times 1,7^2}{8} = 3,92 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 3,92 = 3,33 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_t = -0,3 M_0 = 0,3 \times 3,92 = -1,176 \text{ KN.m}$$



Calcul des armatures longitudinales :

A l'ELU :

Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile est de $d = 28 \text{ Cm}$.

Aux appuis :

$M_a = 1,59 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{1,59 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,007 \leq \mu_i = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0,007 \implies \beta = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,59 \times 10^3}{0,996 \times 28 \times 348} = 0,169 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 $\implies 3,39 \text{ cm}^2$

• En travées :

$$M_T = 4,52 \text{ KN.m}$$

-Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{4,52 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,02 \leq \mu_i = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0,02 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,52 \times 10^3}{0,990 \times 28 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12/ml = 3,39 cm²

III-5-5) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,6762 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,6763 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,6763 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :(BAEL91 modifié 99Art.5.1.2.1)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{12,5256 \times 10^3}{0,20 \times 0,28 \times 10^6} = 0,22 \leq 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{12,5256 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres : (BAEL91 modifié 99 Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm.}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

$$\text{-En travée : } L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$$

$$\text{-Aux appuis : } L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

e) Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

f) Espacement des armatures transversales :(BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2)

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9.d; 40\text{cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

$$-St_2 \leq \frac{A_t.f_e}{0,4.b} = \frac{3,39 \times 400}{0,4 \times 20} = 169,5 \text{ cm}$$

$$-St_3 \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0,3.f_{t28})} = \frac{0,8 \times 3,39 \times 400}{20(1,17 - 0,3 \times 2,1)} = 100,44 \text{ cm}$$

❖ **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

• **Zone nodale :**

$$St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_4\} = 8 \text{ cm.}$$

$$S_t = 8 \text{ cm.}$$

Zone courante :

$$St_5 \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_5\} = 8 \text{ cm.}$$

$$S_t = 8 \text{ cm.}$$

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_a\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-5-6) Vérification à l'ELS :

Les moments corrigés :

$$M_t = 25,09 \text{ KN.m}$$

$$M_a = - 10,03 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

• **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d} ; ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s.\beta_1.d}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{28 \times 20} = 0,605 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28.48 \\ \beta_1 = 0.885 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ST}}{B_1 x d x A_t} = \frac{3.33 \times 10^6}{0.885 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 39.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 1.39 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{28 \times 20} = 0.60 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,48 \\ \beta_1 = 0.885 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ST}}{B_1 x d x A_t} = \frac{1,176 \times 10^6}{0.885 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 13.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 0.49 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc les conditions dans le béton et l'acier sont vérifiées.

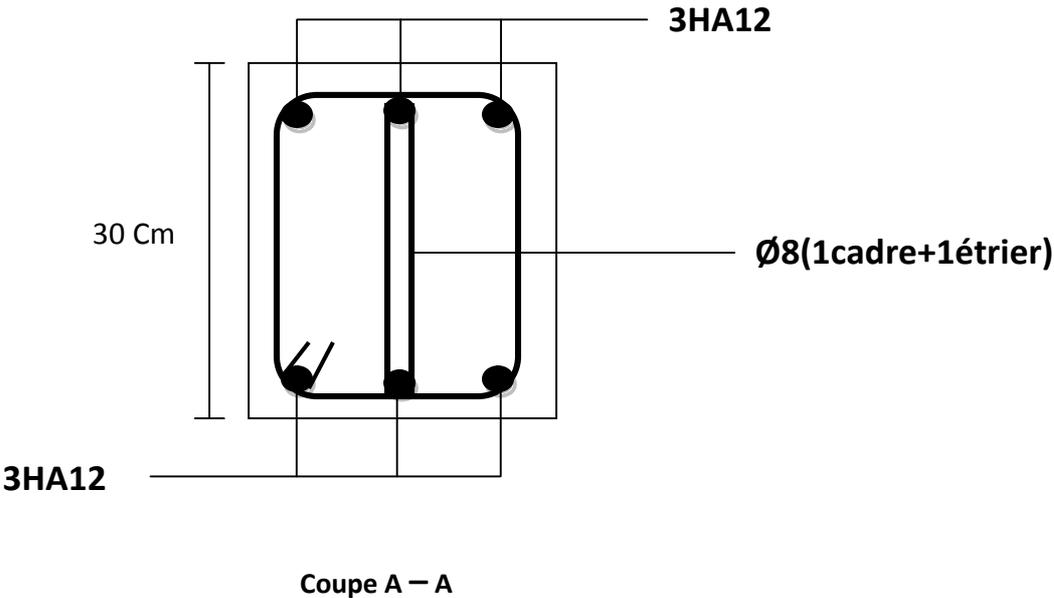
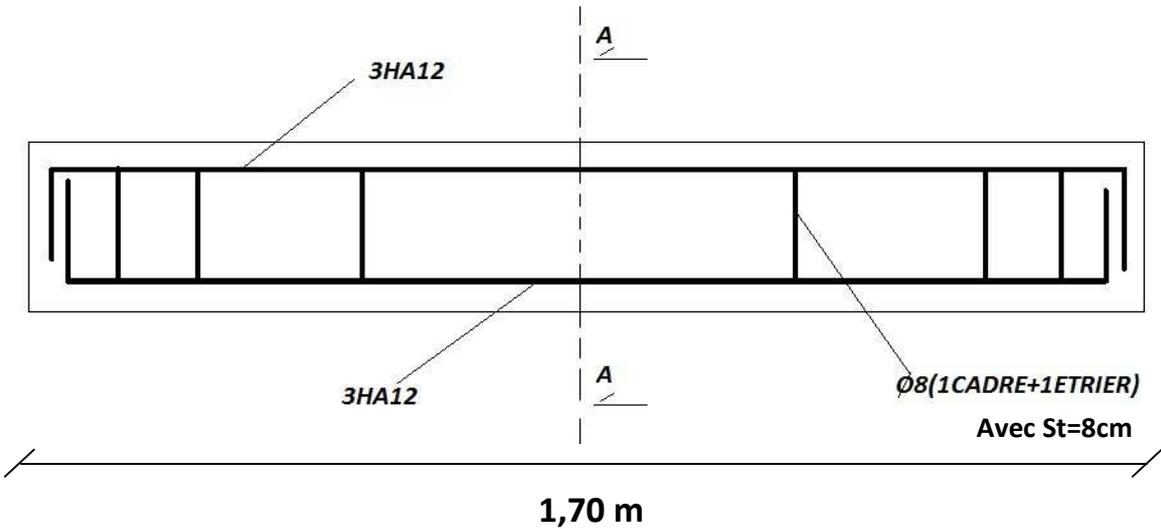
Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{170} = 0,176 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots \frac{30}{170} \geq \frac{1}{10} \frac{3,33}{10 \times 3,29} \dots\dots\dots(2) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \frac{3,39}{20 \times 28} \leq \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots(3) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $L < 8,00 \text{ m} \dots\dots\dots(4). \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc le calcul a la flèche est inutile.

Ferrailage de la poutre de chainage :

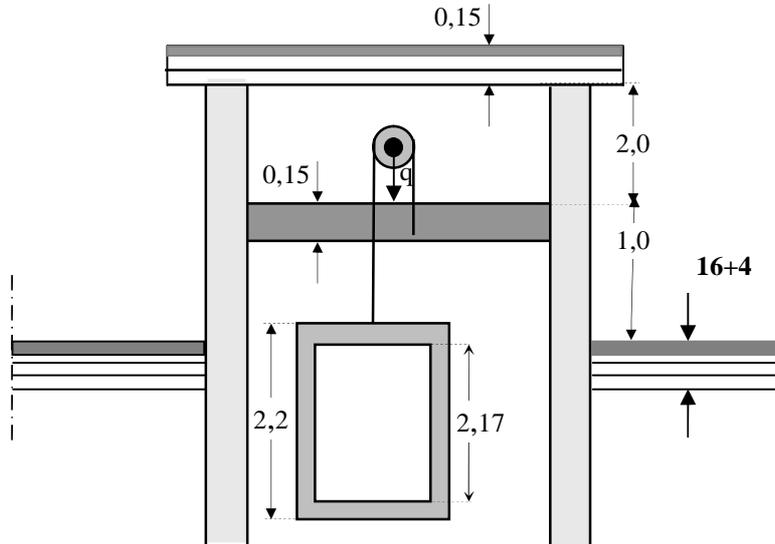


Plan de ferrailage de la poutre de chainage

III.4. Calcul de la dalle pleine de la salle de machine

a) Introduction

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

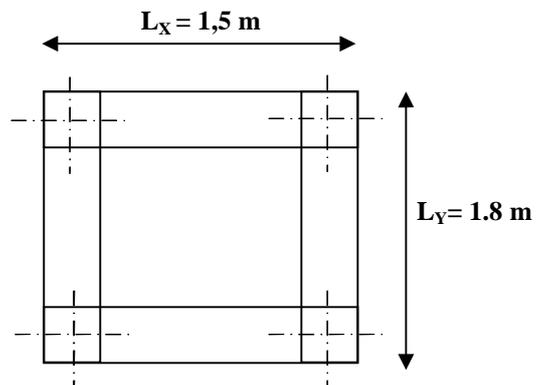


b) Dimensionnement

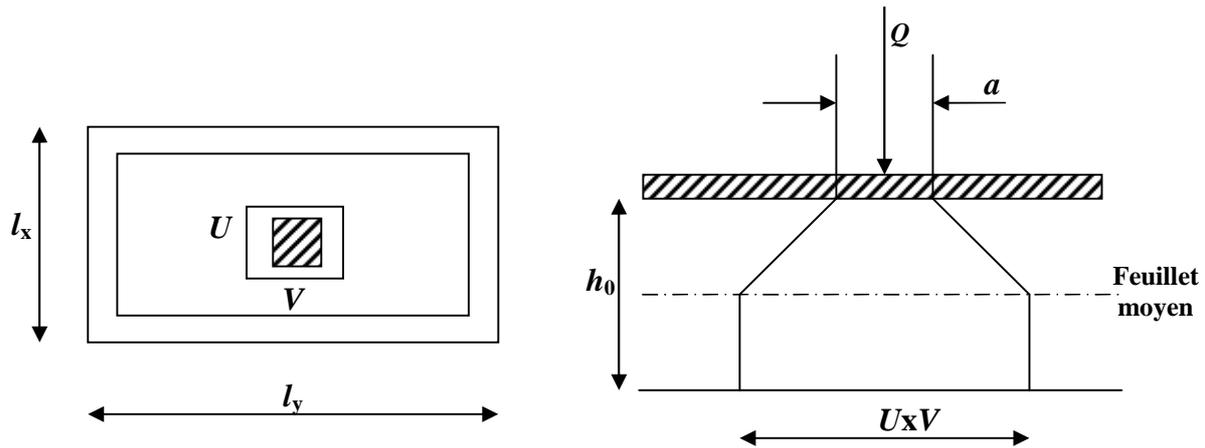
$$h_t \geq \frac{l_{MAX}}{30} = \frac{180}{30} = 6\text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$



La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{1.80} = 0.83 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a: $U = a + e.K + h_0$

$V = B + e.K + h_0$

Avec : e : Epaisseur du revêtement

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$a = b = 0,80\text{ cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ Cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ Cm}$$

Condition de non poinçonnement

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée}).$$

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2\text{ m.}$$

$$P = 9t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25\text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q \end{cases}$$

Avec : ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,8 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{150} = 0,7 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0,58 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,0828 \text{ et } M_2 = 0,0606$$

A l'ELU

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,0848 = 10,3 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,0606 = 7,363 \text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$

$\rho = 0,8 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \mu_x = 0,0905 \quad \mu_y = 0,250$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0905 \times 6,562 \times (1,5)^2 = 1,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,25 \times 1,33 = 0,334 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,636 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,697 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Sens X-X

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 11,636 = 3,49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,49 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,49 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,776 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

Avec : St = 25 cm

$$M_t = 0,85 \times 11,636 = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,30 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0387 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,738$$

$$A_t = \frac{9,30 \cdot 10^3}{0,738 \times 13 \times 348} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

Sens y- y

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 7,697 = 2,208 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,208 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2,208 \times 10^3}{0,995 \times 12,2 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec St = 25cm.

En travée

$$M_t = 0,85 \times 7,363 = 6,258 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,258 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,026 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{6,258 \times 10^3}{0,987 \times 12,2 \times 348} = 1,4 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3.14cm² avec St = 25 cm.

f. Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

Armatures principales

$$A \geq \frac{b h l_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left(3 - \frac{1,5}{1,8} \right)} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque

Pour armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

2-Ecartement des barres

(Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de } U : T_{\max} = V_u = \frac{P}{2a + b} = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57 \text{ KN} .$$

$$\text{Au niveau de } V : T_{\max} = V_u = \frac{P}{2a + b} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN} .$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{28570}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de l'E.L.S***Les moments à l'E.L.S***

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,0848 + 0,2 \times 0,0606) \times 90 = 8,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,0606 + 0,2 \times 0,0848) \times 90 = 6,98 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0945. \\ \mu_y = 0,400. \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0945 \times 4,75 \times (1,50)^2 = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,404 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,72 + 1,01 = 9,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,98 + 0,404 = 8,2705 \text{ KN.m.}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x

$$\text{Aux appuis} \quad M_a = 2,919 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,193 \quad \Rightarrow \quad k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.930.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,919 \times 10^6}{0,930 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 120,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,018 \times 120,12 = 2,16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée} \quad M_t = 8,27 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,309 \quad k = 0.029 \text{ et } \beta = 0.897$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8,27 \times 10^6}{0,897 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 225,86 \text{ MPa}$$

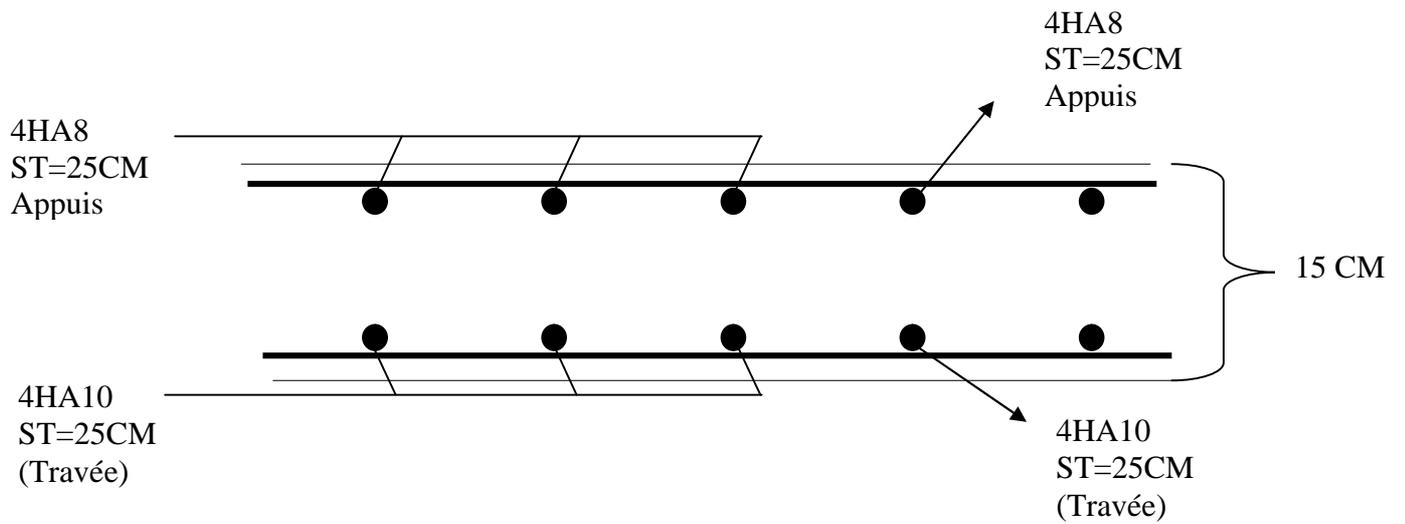
$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.029 \times 225,86 = 6,55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

Ferraillage de la dalle salle machine :



<< Ferraillage de la dalle salle machine en appuis et en travée >>

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

I) Régularité de la structure :

a) Régularité en élévation :

Le bâtiment doit présenter vis-à-vis les deux directions X et Y une configuration symétrique, ainsi qu'une bonne distribution des rigidités. Notre structure ne vérifie pas les conditions de l'excentricité établie par le RPA dans l'article (3.5.1.a).

b) Excentricité :

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 5\% L_x = 1,3 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 5\% L_y = 0,9 \text{ m}$$

Center Mass Rigidity					
Edit View					
	Story	XCM	YCM	XCR	YCR
	S SOL	13.022	9.274	13.113	9.067
	RDDC	13.022	9.274	13.078	9.068
	ETAGE1	13.022	9.274	13.069	9.080
	ETAGE2	13.022	9.274	13.068	9.094
	ETAGE3	13.022	9.274	13.070	9.108
	ETAGE4	13.022	9.274	13.073	9.120
	ETAGE6	13.020	9.270	13.081	9.139
	ETAGE5	13.022	9.273	13.077	9.130
	ETAGE7	13.020	9.270	13.084	9.146
	ETAGE8	13.026	9.255	13.087	9.151
	TERASSE	13.056	9.134	13.089	9.152
▶	T2	13.000	7.200	13.083	7.219

Tableau : excentricité de la structure

- Condition d'excentricité vérifiée.

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

- **Modes de vibration :**

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

Modal Participating Mass Ratios								
Edit View								
Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	1	0,892139	68,9205	0,0008	0,0000	68,9205	0,0008	0,0000
	2	0,765516	0,0009	70,0143	0,0000	68,9214	70,0152	0,0000
	3	0,737717	0,0135	0,3866	0,0000	68,9349	70,4018	0,0000
	4	0,222025	16,7219	0,0129	0,0000	85,6568	70,4147	0,0000
	5	0,203803	0,0174	16,2409	0,0000	85,6742	86,6556	0,0000
	6	0,187735	0,0091	0,0078	0,0000	85,6834	86,6634	0,0000
	7	0,132664	0,6787	0,0000	0,0000	86,3621	86,6634	0,0000
	8	0,111928	0,0013	0,8343	0,0000	86,3633	87,4977	0,0000
	9	0,106948	0,0128	0,1473	0,0000	86,3762	87,6450	0,0000
	10	0,096195	6,0146	0,0387	0,0000	92,3907	87,6838	0,0000
▶	11	0,091626	0,0544	5,1268	0,0000	92,4451	92,8106	0,0000
	12	0,083811	0,0459	0,0019	0,0000	92,4910	92,8124	0,0000

- Dans notre cas on doit considérer **11** modes de vibration.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA 99** (article 4 -2 -4. Page 31), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\checkmark T = C_T (h_N)^{3/4} ; \text{ Avec :}$$

h_N : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

$$h_N = 34.65 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

$$C_T = 0.05 \text{ (tableau 4.6 du RPA)}$$

$$D'où T_1 = 0.928 \text{ s} > T_{Log} = 0,892 \text{ s}$$

$$\checkmark T_2 = 1.3 \times 0.09 \times 37.62 / \sqrt{L} > T_{log} = 0,892 \text{ s.}$$

Vérifications du RPA :

Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{statiq} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables et que les effets du **2^{ème} ordre** (ou effet P - Δ) sont négligeables.

A) Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- **A = 0.25**
- **R = 5** (structure mixte avec interaction)
- **W = 48040,578 KN** (poids total de la structure)

- **Q** : facteur de qualité ; il est 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.

Sa valeur est donnée par la formule : **$Q = 1 + \sum P_q$ (formule 4 – 4 RPA page 29)**

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

Pq : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) tel que :

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	Pq	Observé ou non	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.00	Oui	0.00
2. Redondance en plan	OUI	0.00	NON	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	oui	0.00
4. Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6. Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
Somme		1.05		1.05

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = WGi + \beta WQi$$

WGi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération avec : **$\beta = 0.2$** donné par le tableau (4 – 5) du RPA

D : (facteur d'amplification dynamique).

W est donné par ETABS comme suit :

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
2	S SOL	D1	444.9013	444.9013	13.022	9.274	444.9013	444.9013	13.022	9.274	13.113	9.067
3	RDDC	D2	444.9013	444.9013	13.022	9.274	444.9013	444.9013	13.022	9.274	13.078	9.068
4	ETAGE1	D3	444.9013	444.9013	13.022	9.274	444.9013	444.9013	13.022	9.274	13.069	9.08
5	ETAGE2	D4	444.9013	444.9013	13.022	9.274	444.9013	444.9013	13.022	9.274	13.068	9.094
6	ETAGE3	D5	444.9013	444.9013	13.022	9.274	444.9013	444.9013	13.022	9.274	13.07	9.108
7	ETAGE4	D6	444.9013	444.9013	13.022	9.274	444.9013	444.9013	13.022	9.274	13.073	9.12
8	ETAGE6	D8	430.0856	430.0856	13.02	9.27	430.0856	430.0856	13.02	9.27	13.081	9.139
9	ETAGE5	D8	436.8912	436.8912	13.022	9.273	866.9767	866.9767	13.021	9.272	13.077	9.13
10	ETAGE7	D9	430.0856	430.0856	13.02	9.27	430.0856	430.0856	13.02	9.27	13.084	9.146
11	ETAGE8	D10	426.8121	426.8121	13.026	9.255	426.8121	426.8121	13.026	9.255	13.087	9.151
12	TERASSE	D11	388.8603	388.8603	13.056	9.134	388.8603	388.8603	13.056	9.134	13.089	9.152
13	T2	D12	21.9152	21.9152	13	7.2	21.9152	21.9152	13	7.2	13.083	7.219
14			4804.0578	4804.0578								

Application numérique :

$$V_x = 3698,11 \quad \text{KN}$$

$$V_y = 4114,98 \quad \text{KN}$$

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
T2	EX	Bottom		0	67,62	1,79	508,108	5,357	202,864
T2	EY	Bottom		0	1,22	73,62	983,791	220,863	3,663
TERASSE	EX	Bottom		0	781,76	12,8	7891,122	38,775	2594,182
TERASSE	EY	Bottom		0	12,45	820,04	11712,703	2719,772	39,867
ETAGE8	EX	Bottom		0	1385,29	19,34	14153,577	99,508	6930,258
ETAGE8	EY	Bottom		0	17,41	1489,08	21290,228	7381,72	94,536
ETAGE7	EX	Bottom		0	1837,66	18,83	18904,241	157,28	12627,999
ETAGE7	EY	Bottom		0	15,52	2015,85	28884,54	13653,71	141,492
ETAGE6	EX	Bottom		0	2214,23	16,63	22944,81	199,173	19375,929
ETAGE6	EY	Bottom		0	13,15	2458,26	35354,535	21208,9	169,725
ETAGE5	EX	Bottom		0	2558,8	18,24	26680,568	227,055	27053,318
ETAGE5	EY	Bottom		0	15,98	2856,22	41228,506	29885,304	183,943
ETAGE4	EX	Bottom		0	2862,69	20,74	29985,562	250,074	35577,233
ETAGE4	EY	Bottom		0	19,2	3205,21	46410,128	39560,43	196,482
ETAGE3	EX	Bottom		0	3112,76	20,41	32752,658	271,894	44820,389
ETAGE3	EY	Bottom		0	19,62	3491,4	50737,818	50072,379	212,857
ETAGE2	EX	Bottom		0	3325,4	20,18	35180,58	290,524	54653,5
ETAGE2	EY	Bottom		0	20,56	3727,53	54424,161	61256,662	232
ETAGE1	EX	Bottom		0	3509,7	24,83	37324,404	311,376	64978,196
ETAGE1	EY	Bottom		0	25,59	3922,5	57536,545	72975,643	260,541
RDDC	EX	Bottom		0	3642,68	31,27	38879,261	349,204	75700,474
RDDC	EY	Bottom		0	31,6	4058,66	59727,604	85100,58	311,369
S SOL	EX	Bottom		0	3698,11	34,61	39532,777	411,134	86694,191
S SOL	EY	Bottom		0	34,61	4114,98	60641,827	97484,294	385,923

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

:

Vérifications :

$$V_{X \text{ dyn}} = 3698,11 > 80 \% V_X = 2380,89 \text{ KN} \quad \square \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{Y \text{ dyn}} = 4114,98 > 80 \% V_Y = 2380,89 \text{ KN} \quad \square \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

B) Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 à l'âge 37 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ avec : } \Delta_k < 1\% h_e \text{ (RPA 99 article 5.10) page 40.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

SENS X-x

NIV	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{kx-1}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	1% $h_e(m)$	condition
T2	0,0323	0,0296	0,0027	0,0315	vérifier
TERASSE	0,0296	0,0268	0,0028	0,0315	vérifier
ETAGE8	0,0268	0,0237	0,0031	0,0315	vérifier
ETAGE7	0,0237	0,0206	0,0031	0,0315	vérifier
ETAGE6	0,0206	0,0173	0,0033	0,0315	vérifier
ETAGE5	0,0173	0,014	0,0033	0,0315	vérifier
ETAGE4	0,014	0,0108	0,0032	0,0315	vérifier
ETAGE3	0,0108	0,0077	0,0031	0,0315	vérifier
ETAGE2	0,0077	0,0048	0,0029	0,0315	vérifier
ETAGE1	0,0048	0,0025	0,0023	0,0315	vérifier
RDC	0,0025	0,0008	0,0017	0,0315	vérifier
S SOUL	0,0008	0,00	0,0008	0,0315	vérifier

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

SENS Y-Y :

NIV	$\delta_{ky}(m)$	$\delta_{ky-1}(m)$	$\Delta_{ky}(m)$	1% he(m)	condition
T2	0,0257	0,0241	0,0016	0,0315	vérifier
TERASSE	0,0241	0,0219	0,0022	0,0315	vérifier
ETAGE8	0,0219	0,0196	0,0023	0,0315	vérifier
ETAGE7	0,0196	0,0171	0,0025	0,0315	vérifier
ETAGE6	0,0171	0,0145	0,0026	0,0315	vérifier
ETAGE5	0,0145	0,0119	0,0026	0,0315	vérifier
ETAGE4	0,0119	0,0093	0,0026	0,0315	vérifier
ETAGE3	0,0093	0,0067	0,0026	0,0315	vérifier
ETAGE2	0,0067	0,0043	0,0024	0,0315	vérifier
ETAGE1	0,0043	0,0023	0,002	0,0315	vérifier
RDC	0,0023	0,0007	0,0016	0,0315	vérifier
S SOUL	0,0007	0,000	0,0007	0,0315	vérifier

Tableau : calcul des déplacements.

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux de la structure et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible, donc la condition est vérifiée.

Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times k}{V_k \times h_k}$$

- Si $\theta_k \leq 0,1$ effet P-Delta peut être négligé.
 $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-\theta_k)$.
 $\theta_k \geq 0,2$ structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(k)

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau (k) ΣF_i

k: Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

IV : Vérifications vis-à-vis les exigences du RPA

hk: Hauteur d'étage.

- Tableau récapitulatif de l'effet P-Delta :

Conclusion : les effets du second ordre peuvent être négligés, du moment que : $\theta_k \leq 0,1$

Conclusion générale :

Les exigences du RAP ont été observées, donc nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δ_k (m)	Vk x Hk	θ_x	Δ_k (m)	Vk x Hk	θ_y
Ssoul	4449,013	0,0008	11649,04	0,00030	0,0007	12962,187	0,00024
RDC	4449,013	0,0017	11474,442	0,00065	0,0016	12784,77	0,00055
ETAG1	4449,013	0,0023	11055,55	0,00092	0,002	12355,875	0,00072
ETAG2	4449,013	0,0029	10475,01	0,00123	0,0024	11741,71	0,00090
ETAG3	4449,013	0,0031	9805,01	0,00140	0,0026	10997,91	0,00105
ETAG4	4449,013	0,0032	9017,47	0,00157	0,0026	10096,41	0,00114
ETAG5	4368,89	0,0033	8060,22	0,00178	0,0026	8997,093	0,0012
ETAG6	4300,856	0,0033	6974,82	0,00203	0,0026	7743,519	0,0014
ETAG7	4300,85	0,0031	5788,629	0,0023	0,0025	6349,92	0,00169
ETAG8	4268,12	0,0031	4363,66	0,0030	0,0023	4690,60	0,0020
TERASSE	3888,86	0,0028	2462,54	0,0044	0,0022	2583,12	0,00033
T2	2109,1	0,0027	202,86	0,028	0,0016	220,86	0,0152

Dans les deux sens la condition $\theta \leq 0,1$ est vérifiée donc l'effet p- Δ peut être négligé

VI-1) Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. en précédant à des vérifications à l'ELS, Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91 :} \\ \text{Selon le RPA99 version 2003 :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

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.

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).

VI-2) Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**VI-2-1) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,9\% \times b \times h$ (en zone III)

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\min} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,225$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone III)

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone III)

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0,03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,03 \times 45 \times 45 = 60,75 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de 12[cm]
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 50 \Phi_L^{\min}$ en zone III
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 20cm en zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI-3) Exposé de la méthode de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales deux cas peuvent se représenter :

VI-3-1) Calcul des armatures à l'ELU :

la section est partiellement comprimée si N et M vérifient la relation suivant :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

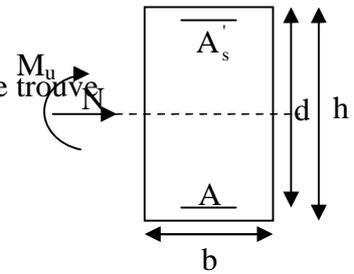
VI-3-1-a) Section partiellement comprimée (SPC) :

• Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si Le centre de pression C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

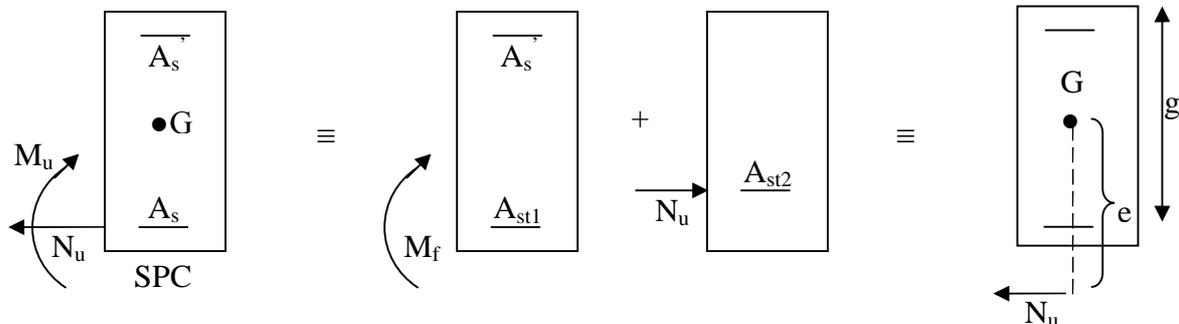
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : effort de compression.



En flexion composée , la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

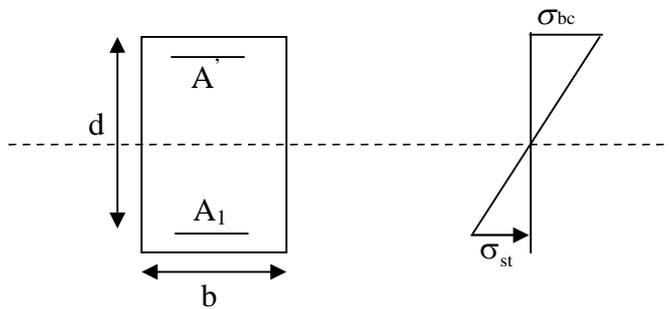
$$\text{Si } A_s \text{ est négative } A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}.$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

VI-3-1-b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$.
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$.

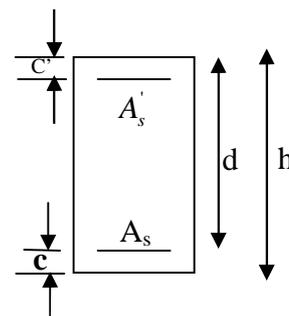
Deux cas peuvent se présenter :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$



$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A'_s > 0 \text{ et } A_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

VI-3-2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plans perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le **RPA 99 révisé 2003** :

$$S_t \leq \min\{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

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
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

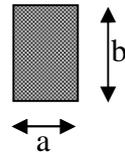
■ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.



■ Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

VI-4) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas de poteaux b, il y a lieu de vérifier

➤ état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ état limite de compression du béton :

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

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

VI-4-1-a) Section partiellement comprimée : $e_s > \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_{ser} = y_2 + l_c$$

Avec :

Y_{ser} : 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 l'axe 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 :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions y_2^1 , y_2^2 et y_2^3 celles qui donne $0 < y_{ser} < h$.

Donc : $y_{ser} = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[A_s' \cdot (d - y_{ser})^2 + A_s \cdot (y_{ser} - c')^2 \right]$$

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

VI-4-1-b) Section entièrement comprimée : $e_s < \frac{h}{6}$

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b.h + 15.(A_s + A_s')$$

On détermine la position du centre de gravité résistante qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s' \cdot (0,5h - c') - A_s \cdot (d - 0,5h)}{b.h + 15.(A_s + A_s')}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15.[A_s'(0,5h - c' - X_G)^2 + A_s(d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Remarque :

La section est entièrement comprimée si ces deux contraintes sont positives ; sinon on recommence le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_b$$

Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

VI-4-2) Calcul des armatures:

Niveaux	Effort Normal (Ton)	Moment (Ton.m)	Section (b x h) (cm) ²	obs.	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)	Choix Des barres
S SOUL RDC 1 ^{er} 5 ^{ième}	Nmin= 136,02	Mcor =4,743	50 x 50	SEC	0	0	22,5	24,12	12HA16
	Nmax = 1748,62	Mcor = 1,866		SPC	0	0			
	Ncor = 564,3	Mmax = 110,776		SPC	0	1,77			
6 ^{ième} A9 ^{ième}	Nmin= 38,67	Mcor = 22,271	45 x 45	SPC	0,08	0,96	18,225	18,48	12HA14
	Nmax = 600,75	Mcor = 12,692		SEC	0	0			
	Ncor= 339,09	Mmax = 94,341		SPC	0	2,19			

915	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
916	S SOL	C29	08GEY MAX	2,75	-319,06	1,6	15,6	0,486	3,215	1,951
917	S SOL	C29	08GEY MIN	0	-440,72	-2,1	-11,77	-0,478	-42,075	-4,077
918	S SOL	C29	08GEY MIN	1,375	-433,84	-2,1	-11,77	-0,478	-25,933	-1,423
919	S SOL	C29	08GEY MIN	2,75	-426,97	-2,1	-11,77	-0,478	-9,999	-0,938
920	S SOL	C32	ELU	0	-1748,6	1,24	-1,77	0,009	-1,866	1,406
921	S SOL	C32	ELU	1,375	-1737,02	1,24	-1,77	0,009	0,569	-0,294
922	S SOL	C32	ELU	2,75	-1725,41	1,24	-1,77	0,009	3,004	-1,994

Fig 1 tableau N_{max} et M_{coresp} dans les poteaux

VI-4-4) Vérification des contraintes pour les poteaux à l'ELS

Niveau	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) ²	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	OBS	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
S SOL RDC 1 ^{er} Etage 5 ^{ième} A	Nmin=40,2	Mcor = 17,76	50 × 50	0,441	0,,083	SPC	1,96	1,24	15	vérifiée
	Nmax=438,26	Mcor = 9,141		0,0208	0,,083	SPC	1,96	0,76		
	Ncor = 61,94	Mmax = 31,565		0,5096	0,,083	SPC	2,09	0		
6 ^{ième} A 9 ^{ième}	Nmin= -230,13	Mcor = 9,,123	45 × 45	0,,0396	0,075	SEC	0	0	15	vérifiée
	Nmax = 1273,83	Mcor = 1,356		0,00106	0,075	SEC	4,8	4,69		
	Ncor= 1090,63	Mmax = 28,299		0,0259	0,075	SEC	5,22	2,9		

VI-5) Recommandations et exigences du RPA99 :

Leur pourcentage maximal est $\left\{ \begin{array}{l} > 3\% \text{ en zone courante (ZC)} \\ > 6\% \text{ en zone de recouvrement (ZR)} \end{array} \right.$

niveaux	Section (b × h) (cm ²)	Section Adopté (cm)	A _{max} (ZC)	A _{max} (ZR)	Observation
S SOL RDC et 1 ^{er} A 5 ^{ième}	50 x 50	24,12	75	150	vérifiée
6 ^{ième} A 9 ^{ième}	45 x 45	18,48	60,75	121,5	vérifiée

VI-5-1) Armatures transversales :

(Exemple de calcul pour le RDC)

VI-5-2) Diamètre des aciers :

Le diamètre des armatures transversales doit être au moins égale a' :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33\text{mm}.$$

Elles seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 8$ et en épingle

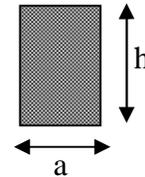
$$(A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8)$$

VI-5-3) espacement des barres : (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1,6, 40\text{cm}, 50 + 10\text{cm}).$$

$$S_t \leq 24\text{cm}.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.



VI-5-4) Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

• en zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,6, 15\text{cm}) = 15\text{cm}.$$

• en zone courante :

$$S_t \leq (15\Phi_L^{\min}) = 24\text{cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante $S_t = 15\text{cm}$.

Commentaire :

la zone nodale est très sensible aux séismes ce qui nous pousse à ajouter des armatures en U superposées (avec : alternances d'orientation) à fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable

VI-5-5) Vérification de la quantité d'armatures transversales RPA99/Art7.4.22 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7he = 0,7 \times 3,15 = 2,205\text{m}.$$

(tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

he : longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7he}{0,5} = 4,41 \leq 5 \Rightarrow A_{\min} = S_t \times b \times 0,003 = 15 \times 50 \times 0,003 = 2,25\text{cm}^2.$$

$A_t = 3,14\text{cm}^2 > 2,25\text{cm}^2$ la condition est vérifiée

VI-5-6) Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_b = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

et
$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

VI-5-7) Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Niv	V _u (Ton)	λ _g	ρ _a	b (cm)	h ₁ (cm)	ρ _d	A _t (cm ²)	A _t (min)	A _{adpt}	S _t (cm)	τ _b (MPa)	$\frac{\tau}{\tau_b}$ (MPa)	observatio n
S SOL RDC 1 ^{er} A 5 ^{ième}	72,8	4,41	2,5	50	50	0,04	3,14	2,25	3,14	Zones nodaux S _t =10[cm] Zones courantes S _t =15[cm]	0,330	1,875	Vérifiée
6 ^{ième} 9 ^{ième}	60,18	4,41	2,5	45	45	0,04	3,14	2,25	3,14		0,303	1,875	vérifiée

VI-5-8) Longueur de recouvrement : (BAEL91/Art6.122)

$L_R=50 \phi_{\max}$ (FeE400, Ψ_s ≥ 1,5)

→ $L_R = 50 \times 1,6 = 80\text{cm}$.

→ $L_R = 50 \times 1,4 = 56\text{cm}$.

Délimitation de la zone nodale

$L' = 2xh = 2x40 = 80\text{Cm}$

$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\} = \left\{ \frac{275}{6}, 50, 50, 60\text{cm} \right\}$

h : hauteur de la poutre .

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$h' = \max \{ 45, 17, 35, 35, 60 \}$

on aura : h' = 60cm

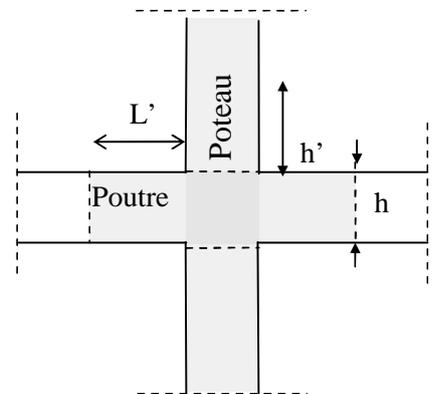
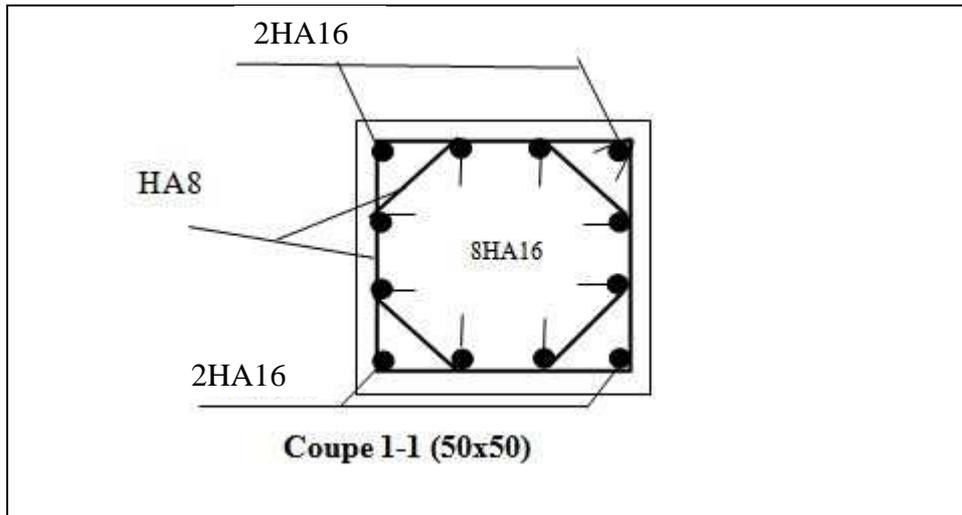
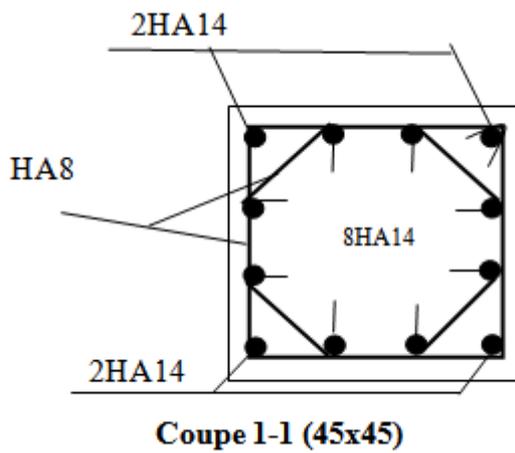


FIG.2 : Zone nodale



Ferraillage des poteaux (S-SOL AU 5^{ém} étage)



Ferraillage des poteaux (6^{ém} au 9^{ém} étage)

1) Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a- $1,35G + 1,5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- b- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

2) Recommandations du RPA99 :**2-1) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75\text{ cm}^2$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 4,8\text{ cm}^2$ (en zone courante).
 - $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$. (en zone courante).
 - $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45\text{cm}^2$.(en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2-2) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :
 $A_t = 0,003 S_t b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2-3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- A_s : section inférieure tendue la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : Un moment de flexion supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$

Situation courante :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa.}$$

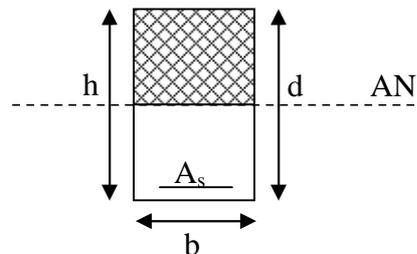
Situation accidentelle :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 18,50 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{MPa.}$$

Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée donc la section comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

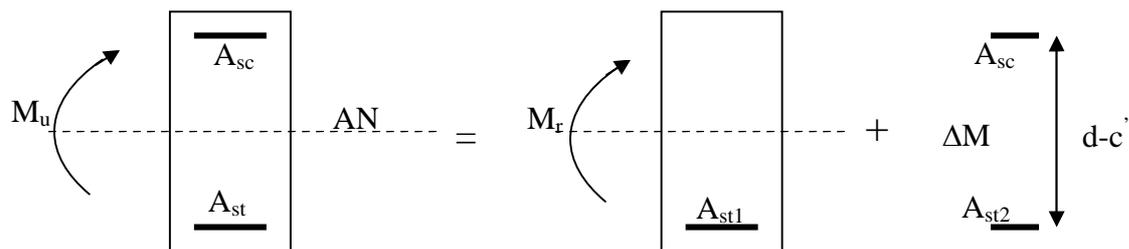
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



Remarque: une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total : $\Delta M < 0,4M_u$ (Art BAEL B.6 .6)

3) Vérification à l' ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

• Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcule : } \rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 d}$$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1$$

• Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

4-1) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

4-2) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : Hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

4-3) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

4-4) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

5) Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}. \quad \text{avec } L : \text{ portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}. \quad M_t : \text{ moment fléchissant maximal en travée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}. \quad M_0 : \text{ moment isostatique.}$$

A : section d'armatures tendues.

Ferrailage des poutres principales :

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
OL	B11	GQEYM MIN	2,25	0	-13,06	0	-0,242	0	25,761
S SOL	B11	GQEYM MIN	2,75	0	0,07	0	-0,242	0	25,844
S SOL	B11	GQEYM MIN	3,25	0	13,19	0	-0,242	0	14,429
S SOL	B11	GQEYM MIN	3,75	0	26,32	0	-0,242	0	-3,55
S SOL	B11	GQEYM MIN	4,25	0	39,45	0	-0,242	0	-28,093
S SOL	B11	GQEYM MIN	4,75	0	52,58	0	-0,242	0	-59,2
S SOL	B11	GQEY MAX	0,25	0	-49,37	0	0,165	0	-15,541
S SOL	B11	GQEY MAX	0,75	0	-36,25	0	0,165	0	5,864
S SOL	B11	GQEY MAX	1,25	0	-23,12	0	0,165	0	20,705

Fig.1 :Tableau moments aux appuis revenant aux poutres principales

Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU						
Niv	Mu(KN.m)	As (cm ²)	obs	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
9	81,13	5,82	SSA	6	3,39	3HA12
8	89,83	6,49	SSA	6	3,39	3HA12
7	90,476	6,54	SSA	6	3,39	3HA12
6	91,82	6,65	SSA	6	3,39	3HA12
5	92,01	6,66	SSA	6	3,39	3HA12
4	92,753	6,72	SSA	6	3,39	3HA12
3	90,219	6,52	SSA	6	3,39	3HA12
2	85,841	6,18	SSA	6	3,39	3HA12
1	78,858	5,65	SSA	6	3,39	3HA12
RDC	68,481	4,86	SSA	6	3,39	3HA12
S SOL	59,2	4,17	SSA	6	3,39	3HA12

Tableau 1 : moments aux appuis revenant aux poutres principales

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
S SOL	B66	ELU	2,25	0	-11,14	0	-0,046	0	37,946
S SOL	B66	ELU	2,75	0	6,96	0	-0,046	0	38,992
S SOL	B66	ELU	3,25	0	25,07	0	-0,046	0	30,984
S SOL	B66	ELU	3,75	0	43,17	0	-0,046	0	13,924
S SOL	B66	ELU	4,25	0	61,28	0	-0,046	0	-12,188
S SOL	B66	ELU	4,75	0	79,38	0	-0,046	0	-47,354
S SOL	B66	GQEX MAX	0,25	0	-56,55	0	0,115	0	-31,844

Fig2 .Tableaux des moments en travée revenant aux poutres principales

Ferrailage en travées des poutres principales à l'ELU						
Niv	Mt (KN.m)	A _s (cm ²)	obs	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
10	41,79	3,38	SSA	6	3,39	3HA12
9	48,78	3,41	SSA	6	3,39	3HA12
8	47,89	3,55	SSA	6	3,39	3HA12
7	48,699	3,41	SSA	6	3,39	3HA12
6	52,171	3,66	SSA	6	3,39	3HA12
5	53,96	3,79	SSA	6	3,39	3HA12
4	50,712	3,55	SSA	6	3,39	3HA12
3	46,302	3,23	SSA	6	3,39	3HA12
2	40,554	2,82	SSA	6	3,39	3HA12
1	38,645	3,11	SSA	6	3,39	3HA12
RDC	38,992	3,14	SSA	6	3,39	3HA12

Tableau 2 : moments aux appuis revenant aux poutres principales

Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS :

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	
S SOL	B11	ELS		2,25	0	-4,96	0	-0,038	0	28,228
S SOL	B11	ELS		2,75	0	8,17	0	-0,038	0	27,427
S SOL	B11	ELS		3,25	0	21,29	0	-0,038	0	20,062
S SOL	B11	ELS		3,75	0	34,42	0	-0,038	0	6,132
S SOL	B11	ELS		4,25	0	47,55	0	-0,038	0	-14,361
S SOL	B11	ELS		4,75	0	60,68	0	-0,038	0	-41,418
S SOL	B13	ELS		0,15	0	-10,3	0	0,899	0	-1,342
S SOL	B13	ELS		0,63	0	-5,58	0	0,899	0	2,47
S SOL	B13	ELS		1,11	0	-0,86	0	0,899	0	4,015

Fig. 3. Tableau des moments aux appuis a l'ELS.

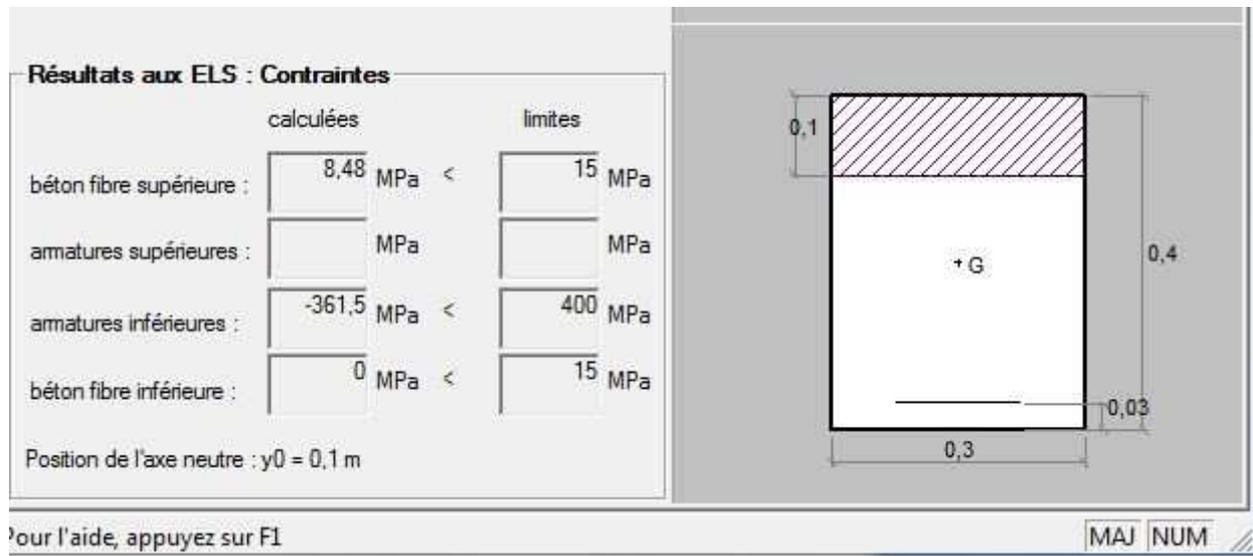


Fig4 : capture d'écran du logiciel de calcul Socotec donnant les contraintes dans les poutres.

Niv	section	Ms (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
9	30x40	51,77	9,63	15	vérifiée
8	30x40	50,64	9,61	15	vérifiée
7	30x40	50,48	9,56	15	vérifiée
6	30x40	49,88	9,54	15	vérifiée
5	30x40	47,37	9,51	15	vérifiée
4	30x40	46,56	9,50	15	vérifiée
3	30x40	45,79	9,38	15	vérifiée
2	30x40	44,84	9,18	15	vérifiée
1	30x40	43,78	8,79	15	vérifiée
RDC	30x40	42,52	8,71	15	vérifiée
S SOL	30x40	41,41	8,48	15	vérifiée

Tableau 3: vérification des contraintes en travée dans les poutres principales.

Vérification des contraintes en travée à l'ELS :

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	
S SOL	B66	ELS		1,25	0	-34,34	0	-0,033	0	6,305
S SOL	B66	ELS		1,75	0	-21,21	0	-0,033	0	20,192
S SOL	B66	ELS		2,25	0	-8,08	0	-0,033	0	27,514
S SOL	B66	ELS		2,75	0	5,05	0	-0,033	0	28,273
S SOL	B66	ELS		3,25	0	18,18	0	-0,033	0	22,467
S SOL	B66	ELS		3,75	0	31,3	0	-0,033	0	10,097
S SOL	B66	ELS		4,25	0	44,43	0	-0,033	0	-8,836
S SOL	B66	ELS		4,75	0	57,56	0	-0,033	0	-34,334
S SOL	B67	ELS		0,25	0	-43,8	0	-2,021	0	-25,731

Fig5 : Tableau des moments revenant aux poutres principales sur appuis à l'ELS

Niv	section	Ms (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
9	30x40	30,53	6,25	15	vérifiée
8	30x40	28,39	5,82	15	vérifiée
7	30x40	28,85	5,91	15	vérifiée
6	30x40	28,83	5,91	15	vérifiée
5	30x40	28,71	5,88	15	vérifiée
4	30x40	28,38	5,81	15	vérifiée
3	30x40	28,37	5,81	15	vérifiée
2	30x40	28,27	5,79	15	vérifiée
1	30x40	28,20	5,78	15	vérifiée
RDC	30x40	28,02	5,74	15	vérifiée
SSOL	30x40	28,27	5,79	15	vérifiée

Tableau 4 : vérification des contraintes en travée dans les poutres principales.

6-2) Ferrailage des poutres secondaires :

Le ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Niv	Mu(KN.m)	A _s (cm ²)	obs	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
9	51,70	5,24	SSA	3,75	3,78	3HA12
8	58,01	5,96	SSA	3,75	3,78	3HA12
7	58,76	6,04	SSA	3,75	3,78	3HA12
6	59,50	6,13	SSA	3,75	3,78	3HA12
5	58,72	6,04	SSA	3,75	3,78	3HA12
4	58,59	6,02	SSA	3,75	3,78	3HA12
3	56,28	5,76	SSA	3,75	3,78	3HA12
2	52,051	5,28	SSA	3,75	3,78	3HA12
1	45,297	4,53	SSA	3,75	3,78	3HA12
RDC	35,413	3,48	SSA	3,75	3,78	3HA12
S SOL	22,135	2,12	SSA	3,75	3,78	3HA12

Tableau 5 : Ferrailage en travée des poutres secondaires à l'ELU.

Niv	Mt (KN.m)	A _s (cm ²)	obs	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
9	45,51	4,56	SSA	3,75	3,78	3HA12
8	52,73	5,36	SSA	3,75	3,78	3HA12
7	52,58	5,34	SSA	3,75	3,78	3HA12
6	53,71	5,47	SSA	3,75	3,78	3HA12
5	54,06	5,51	SSA	3,75	3,78	3HA12
4	54,73	5,58	SSA	3,75	3,78	3HA12
3	52,32	5,31	SSA	3,75	3,78	3HA12
2	48,32	4,86	SSA	3,75	3,78	3HA12
1	42,73	4,26	SSA	3,75	3,78	3HA12
RDC	34,28	3,36	SSA	3,75	3,78	3HA12
S SOL	21,10	2,02	SSA	3,75	3,78	3HA12

Tableau 6: Ferrailage aux appuis des poutres secondaires à l'ELU.

6-3) Vérification des contraintes à l'ELS :

:

Niv	section	Ms (KN.m)	$\sigma_{bc} \cdot$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
9	25x30	20,29	6,18	15	vérifiée
8	25x30	21,51	6,55	15	vérifiée
7	25x30	20,93	6,38	15	vérifiée
6	25x30	20,01	6,1	15	vérifiée
5	25x30	18,24	5,56	15	vérifiée
4	25x30	17,08	5,2	15	vérifiée
3	25x30	15,48	4,72	15	vérifiée
2	25x30	13,5	4,11	15	vérifiée
1	25x30	11,05	3,37	15	vérifiée
RDC	25x30	8,21	2,5	15	vérifiée
S SOL	25x30	7,60	2,32	15	vérifiée

Tableau 7 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS :

Niv	section	Ms (KN.m)	$\sigma_{bc} \cdot$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
9	25x30	18,60	5,67	15	vérifiée
8	25x30	19,64	5,98	15	vérifiée
7	25x30	18,87	5,75	15	vérifiée
6	25x30	17,96	5,47	15	vérifiée
5	25x30	16,52	5,03	15	vérifiée
4	25x30	15,49	4,72	15	vérifiée
3	25x30	14,41	4,39	15	vérifiée
2	25x30	14,36	4,38	15	vérifiée
1	25x30	14,31	4,36	15	vérifiée
RDC	25x30	14,23	4,34	15	vérifiée
S SOL	25x30	14,02	4,27	15	vérifiée

Tableau 8 : vérification des contraintes en travée a l'ELS.**7) Vérification du BAEL 91 :****7-1) Vérification de la condition de non fragilité :**

- Sens principale :

$$A_s \geq A_{\min} .$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{cm}^2 .$$

$$D' \text{ où } A_s = 6,79 \text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens secondaire :**

$$A_s \geq A_{\min} .$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{cm}^2 .$$

D'où $A_s = 6,79 \text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

7-2) Vérification de l'adhérence :

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

avec :

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

➤ **Sens principal :**

$$\sum U_i = 6\pi\Phi = (3 \times 3,14 \times 1,2) + (3 \times 3,14 \times 1,2) = 22,60 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{90,31 \times 10}{0,9 \times 37 \times 22,60} = 1,20 \text{MPa} .$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \rangle 1,20 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire :**

➤

$$\sum U_i = 6\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{80,29 \times 10}{0,9 \times 27 \times 22,61} = 1,46 \text{MPa} .$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \rangle 1,46 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

7-3) Vérification de la contrainte tangentielle :

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

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$.

➤ **Sens principal :**

$$V_u^{MAX} = 90,31 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{90,31 \times 10}{30 \times 37} = 0,81 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u^{MAX} = 80,29 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{80,29 \times 10}{30 \times 27} = 0,99 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7-4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

• **Influence sur le béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ **Sens principal :**

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times 37 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 689,31 \text{ KN.}$$

$$V_u = 90,31 \leq 689,31 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times 27 \times 30 \times 25 \times 10^{-1} = 486,60 \text{ KN.}$$

$$V_u = 80,29 \text{ KN} \leq 486,6 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

M_u : sera pris avec son signe (-).

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

- Vérification des sections adoptées :**a) Sens principal :**

niveaux	M_u (KN.M)	V_u^{corr} (KN)	$\frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$	$A_{doptée}$ (cm ²)	observation
S SOL	-59,2	-83,59	-0,245	6,79	Vérifiée
RDC	-68,48	-84,06	-0,247	6,79	Vérifiée
1 ^{ier}	-78,85	-84,82	-0,250	6,79	Vérifiée
2 ^{ième}	-85,84	-85,4	-0,252	6,79	Vérifiée
3 ^{ième}	-90,21	-85,94	-0,254	6,79	Vérifiée
4 ^{ième}	-92,75	-86,33	-0,256	6,79	Vérifiée
5 ^{ième}	-92,01	-86,92	-0,257	6,79	Vérifiée
6 ^{ième}	-91,82	-88,66	-0,262	6,79	Vérifiée
7 ^{ième}	-90,47	-88,87	-0,263	6,79	Vérifiée
8 ^{ième}	-89,83	-88,66	-0,262	6,79	Vérifiée
9 ^{ième}	-81,13	-89,84	-0,265	6,79	Vérifiée

Tableau 9 : vérifications des sections adoptées dans le sens principal.**b) Sens secondaire :**

Niveaux	M_u (KN)	V_u^{corr} (KN)	$\frac{1,15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$	$A_{doptée}$ (cm ²)	observation
S sol	-22,135	-32,25	-0,095	6,79	Vérifiée
RDC	-35,41	-49,95	-0,147	6,79	Vérifiée
1 ^{ier}	-45,29	-62,85	-0,186	6,79	Vérifiée
2 ^{ième}	-52,05	-71,65	-0,212	6,79	Vérifiée
3 ^{ième}	-56,82	-77,15	-0,228	6,79	Vérifiée
4 ^{ième}	-58,59	-80,29	-0,237	6,79	Vérifiée
5 ^{ième}	-58,72	-79,93	-0,236	6,79	Vérifiée
6 ^{ième}	-59,50	-77,94	-0,231	6,79	Vérifiée
7 ^{ième}	-58,76	-76,43	-0,226	6,79	Vérifiée
8 ^{ième}	-58,01	-75,79	-0,224	6,79	Vérifiée
9 ^{ième}	-51,70	-61,48	-0,182	6,79	Vérifiée

Tableau 10 : vérifications des sections adoptées dans le sens principal.

7-5) Etat limite de fissuration (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

• Sens principal :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(tq : $L_{\max}=5,0\text{m}$ et $h=40\text{cm}$)

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,1 \leq \frac{68,30}{10 \times 37,51} = 0,182 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = G+Q = 19,50+5=24,50\text{KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{24,50 \times 3,5^2}{8} = 37,51\text{KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 37} = 0,0072 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

• sens transversal :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{500} = 0,06 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition NON vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,088 > \frac{49,40}{10 \times 20,37} = 0,024 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = G+Q = 8,90+5,20=14,10\text{KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{14,10 \times 3,40^2}{8} = 20,37\text{KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,77}{30 \times 27,5} = 0,0082 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Comme la deuxième condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche dans les deux sens.

Calcul de la flèche :(les flèches seront tirées directement du logiciel) :**• Sens principale :**

$$f = 0,003\text{m} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5}{500} = 1\text{m}$$

• Sens secondaire :

$$f = 0,00039\text{m} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68\text{m}$$

7-6) vérification de RPA99 version 2003 :

Dispositions constructives :

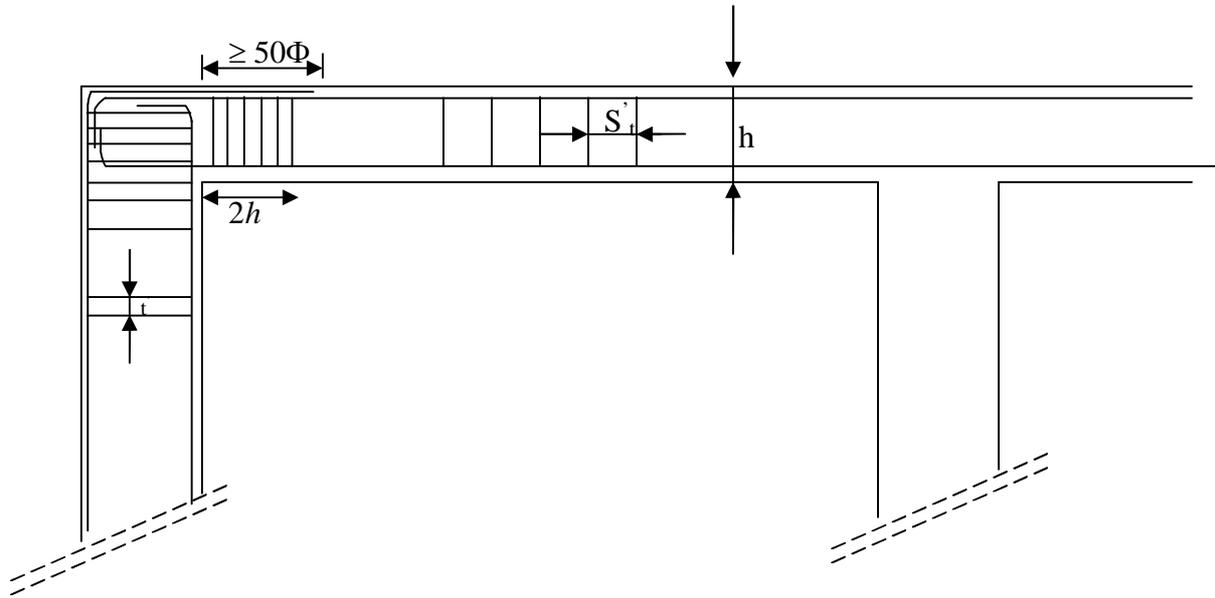


Fig 6 : dispositions constructives exigées par le RPA99 version 2003.

7-6-1) Espacement d'armatures :

• Sens principal :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) = 10\text{cm}.$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

• Sens secondaire :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2, 30\text{cm}\right) = 7,5\text{cm}.$$

Soit à prendre $S_t = 7,5\text{cm}$.

➤ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

VIII-7-6-2) Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\text{lim}}, \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principal :**

$$\Phi_t \leq \min(1,14, 1,2, 3)$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(0,857, 1,2, 2,5)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit en cadre et une un étrier $\Phi_8 = 1,51\text{cm}^2$.

7-3) armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\text{min}} = 0,003S_t b$$

• **Sens principales :**

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2.$$

• **Sens secondaire :**

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

7-7) 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

- à $\frac{1}{5}$ 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.
- à $\frac{1}{4}$ 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 nécessaires en travée est prolongé 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.

Ferrailage des voiles :

1 : introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant , sous les combinaisons suivantes :

- a- $1,35G + 1,5Q$: à L'ELU.
 $G + Q$: à L'ELS.
- b- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
 $0,8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

Pour cela ,nous avons devisé notre structure en deux zone de calcule :

Zone I : S-Sol, RDC, 1^{er}, 2eme , 3eme , 4eme ,5eme étage.

Zone II: 6eme, 7eme, 8eme, 9eme étage.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera pour le ferrailage de chaque groupe celui du voile le plus sollicité.

❖ **Sens longitudinal :**

- Groupe I : VL1= VL2=VL3=VL4.
- Groupe II : =VL5=VL6.
- Groupe III : =VLAs1
-

❖ **Sens transversal :**

- Groupe I : VT1, VT2, VT3, VT4.
- Groupe II : = VTAs1 , VTAs2.

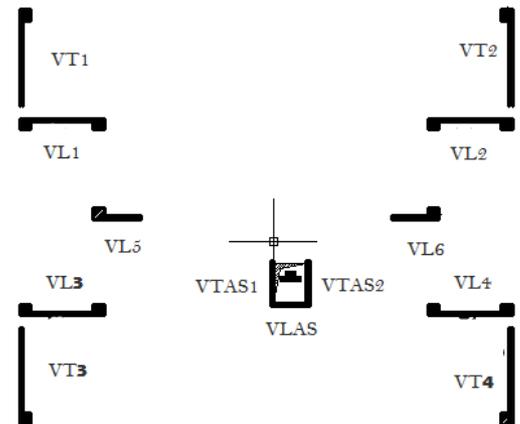


Fig.1. disposition des voiles

Le calcul se fera en par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

2) : 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

L : étant la longueur du voile

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

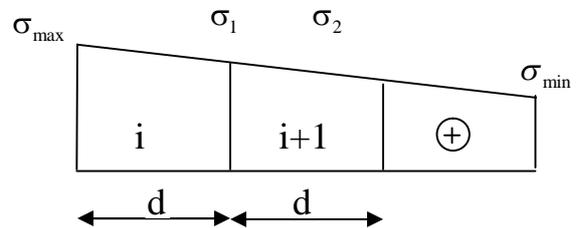
2-1 Armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



Pour une Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348$ MPa

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

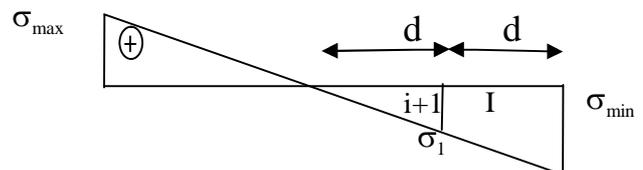
Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B\right\}$$

b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_c}; 0.005B \right\}$$

2-2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadres aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$ en zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armatures verticales.

2-3 Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_c} \text{ avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé 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.

2-4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient 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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

2-5 Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

3) : Dispositions constructives :

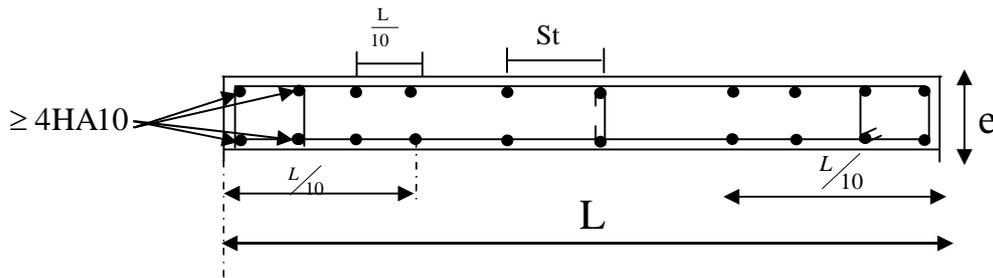
➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30cm \} \dots\dots\dots \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

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.



Longueur de recouvrement :

- Elles doivent être égales à : **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 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.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

- 4) Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- N_s : Effort normal appliqué
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 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

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

5) Exemple de calcul : VT1 VT2 VT3 et VT4

Caractéristiques géométriques :

$L = 4m$ $e = 0,20 m$ $V = V' = L/2 = 2m$ $I = 1,066 m^4$ $B = 0,8 m^2$

S11Top	S22Top	S12Top	SMAXTop	SMINTop	SVMTop	S11Bot	S22Bot
-636,71	-3100,18	-440,31	0	0	0	-680,91	-3489,69
-147,44	-3563,52	-387,96	0	0	0	-266,95	-2843,76
-653,02	-4273,63	-492,96	0	0	0	-470,93	-3439,08
1555,47	7768,9	924,44	0	0	0	1619,22	7233,48
637,21	3202,92	768,85	0	0	0	626,94	3117,81
-57,2	2945,22	1113,39	0	0	0	-40,76	3068,26
S11Top	S22Top	S12Top	SMAXTop	SMINTop	SVMTop	S11Bot	S22Bot
-695,83	-4843,91	-553,72	0	0	0	-510,6	-4009,05
1436,53	7173,94	874,04	0	0	0	1504,04	7528,94
524,82	2641,55	742,33	0	0	0	513,8	2551,56
-93,18	2394,8	1076,49	0	0	0	-78,65	2521,39
719,43	7151,46	1208,19	0	0	0	843,67	7275,16
-2280,14	-11393,79	-1225,34	0	0	0	-2323,72	-9325,5
-1323,44	-6630,99	-922,11	0	0	0	-1317,17	-6572,07
-161,6	-6302,67	-1328,6	0	0	0	-188,4	-6407,44
-1020,65	-11201,89	-1631,82	0	0	0	-1125,57	7865,67

Fig2 : Tableaux donnant les contraintes maximal et minimal dans les voiles VT1 VT2 VT3 et VT4.

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 7233,48 kN / m^2 \\ \sigma_{\min} = -9325,65 kN / m^2 \end{cases}$$

⇒ la section est partiellement comprimée.

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,74m$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4 - 1,74 = 2,26m$$

Calcul de la longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,13\text{m}$$

$$d = \frac{L_t}{2} = 1,13 \text{ m.}$$

On prend $d=1,13\text{m}$

Détermination des armatures :**1^{ère} bande : d= 1,13 m**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = 4662,82 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{9325,65 + 4662,82}{2} \cdot 1,13 \cdot 0,2 = 1580,69 \text{ kN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1580,69 \times 10}{348} = 40,42 \text{ cm}^2$$

2^{ième} bande : d=1,13 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4662,82 \times 1,13 \times 0,2}{2} = 526,89 \text{ kN}$$

-Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{526,89 \times 10}{348} = 15,14 \text{ cm}^2$$

Section minimale

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{0,23d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005d \cdot e\right\}$$

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{0,23 \times 1,13 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 1,13 \times 0,2\right\} = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \{A_{v1} = 40,42 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{v2} = 15,14 \text{ cm}^2\}$$

Armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1,54T}{f_e} = \frac{1,54 \times 762,6 \times 10}{400} = 29,3 \text{ cm}^2$$

$$Ac_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 47,74 \text{ cm}^2$$

$$Ac_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 22,46 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : $24HA16 = 48,24 \text{ cm}^2/d_1$ soit: 12HA16 /nappe .avec espacement de 9 cm
2^{ième} bande : $12HA16 = 24,13 \text{ cm}^2/d_2$ soit: 6HA16/nappe avec espacement de 18 cm

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{48,24}{4} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\}$$

Soit **20HA10 = 15,05 cm²** soit 10HA10/nappe avec : **St = 25 cm**

-Armature transversale

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

-Vérification des contraintes de cisaillement:

Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 762,6}{0.2 \times 0.9 \times 2,75} \times 10^{-3} = 2,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{762,6}{0.2 \times 0.9 \times 2,75} \times 10^{-3} = 1,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1349.83 \times 10^{-3}}{0,226 + 15(48,24) \times 10^{-4}} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux .

Ferrailage des voiles longitudinales VL1 ,VL2,VL3 et VL4 :

	zone		I	II
Caractéristiques géométrique	L	(m)	3,4	3,4
	e	(m)	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,68	0,68
	I	(m ⁴)	0,65	0,65
	V=V'=L/2	(m)	1,7	1,7
	N _s	(kN)	1256,94	1006,67
	T	(kN)	592,33	496,88
	σ _{max}	(kN/m ²)	6256,26	4287,91
	σ _{min}	(kN/m ²)	-7289,06	-6007,78
	nature de la section		SPC	SPC
	Lc	(m)	1,57	1,41
	Lt	(m)	1,83	1,99
	d	(m)	0,91	0,99
	σ ₁	(kN/m ²)	3664,44	3018,98
	N ₁	(kN)	996,76	893,64
N ₂	(kN)	333,46	298,87	
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	28,15	25,67
	A _{v2}	(cm ²)	9,58	8,58
	A _{v min}	(cm ²)	9,1	9,9
	A1=A _{v1} + A _{vj} /4	(cm ²)	33,11	30,45
	A2=A _{v2} + A _{vj} /4	(cm ²)	14,67	13,36
	choix de la section par nappe	bande1	9HA16	8HA16
		bande2	5HA14	6HA12
	section utilisée	bande1	36,19	32,17
		bande2	15,39	13,57
	espacement	bande1	10	12
		bande2	18	15
	A _h	(cm ²)	9,04	8,04
	A _{h min}	(cm ²)	2,73	2,22
A _h choix par nappe		10HA10	10HA10	
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,49	1,09
	τ _u =2,5	τ _u	1,06	0,96
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	0,40	0,37

Ferraillage des voiles longitudinales VL5 et VL6

	zone		I	II
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,9	1,9
	e	(m)	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,38	0,38
	I	(m ⁴)	0,11	0,11
	V=V'=L/2	(m)	0,95	0,95
	N_s	(kN)	1062,33	966,87
	T	(kN)	356,67	298,56
	σ_{max}	(kN/m ²)	3778,51	2678,63
	σ_{min}	(kN/m ²)	-5244,30	-4567,092
	nature de la section		SPC	SPC
	L_c	(m)	0,79	0,70
	L_t	(m)	1,11	1,2
	d	(m)	0,55	0,6
	σ₁	(kN/m ²)	2645,77	2283,54
	N₁	(kN)	433,95	411,03
	N₂	(kN)	145,51	137,01
Ferraillage	A_{v1}	(cm ²)	12,46	11,81
	A_{v2}	(cm ²)	4,18	3,93
	A_{v min}	(cm ²)	5,5	6
	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	(cm ²)	15,37	14,68
	A2=A_{v2}+A_{vj}/4	(cm ²)	8,94	8,87
	choix de la section par nappe	bande1	10HA14	10HA14
		bande2	8HA12	8HA12
	section utilisée	bande1	15,39	15,39
		bande2	9,05	9,05
	espacement	bande1	11	11
		bande2	13	13
	A_h	(cm ²)	3,84	3,84
A_{h min}	(cm ²)	1,65	1,8	
A_h choix par nappe/ml		10HA10	10HA10	
Vérification des contraintes	τ_b=5MPa	τ_b	0,96	0,85
	τ_u=2,5	τ_u	0,69	0,57
	σ_{bc}=15	σ_{bc}	2,52	1,89

Ferraillage des voiles transversaux de l'ascenseur VT1 et VT2

	zone		I	II
	Caractéristiques géométrique	L	(m)	1,95
e		(m)	0,15	0,15
B		(m ²)	0,2925	0,2925
I		(m ⁴)	0,09	0,09
V=V'=L/2		(m)	0,975	0,975
N _s		(kN)	1396,88	1098,67
T		(kN)	359,78	256
σ _{max}		(kN/m ²)	4689,94	3134,65
σ _{min}		(kN/m ²)	-6997,36	-5078,87
nature de la section		SPC	SPC	
Lc		(m)	0,78	0,74
Lt		(m)	1,17	1,21
d		(m)	0,52	0,6
σ ₁		(kN/m ²)	3887,42	2560,44
N ₁		(kN)	566,0	458,35
N ₂		(kN)	202,14	153,62
Ferraillage	A _{v1}	(cm ²)	16,26	13,17
	A _{v2}	(cm ²)	5,8	4,41
	A _{v min}	(cm ²)	3,9	4,5
	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	(cm ²)	19,72	15,63
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	(cm ²)	9,26	6,96
	choix de la section par nappe	bande1	7HA14	7HA12
		bande2	5HA12	4HA12
	section utilisée	bande1	21,55	15,83
		bande2	11,31	9,05
	espacement	bande1	8	8,5
		bande2	10	15
	A _h	(cm ²)	5,38	3,95
A _{h min}	(cm ²)	1,17	1,35	
A _h choix par nappe/ml		12HA10	12HA10	
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,26	1,10
	τ _u =2,5	τ _u	0,90	0,77
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	4,43	2,98

Ferraillage des voiles longitudinal de l'ascenseur VL1

	zone		I	II	
Caractéristiques géométrique	L	(m)	1,80	1,80	
	e	(m)	0,15	0,15	
	B	(m ²)	0,27	0,27	
	I	(m ⁴)	0,072	0,072	
	V=V'=L/2	(m)	0,9	0,9	
	N _s	(kN)	1396,88	1578,65	
	T	(kN)	359,78	246,87	
	σ _{max}	(kN/m ²)	2844,88	2098,23	
	σ _{min}	(kN/m ²)	-4246,3	-3345,21	
	nature de la section			SPC	SPC
	Lc	(m)	0,72	0,69	
	Lt	(m)	1,08	1,1	
	d	(m)	0,54	0,55	
	σ ₁	(kN/m ²)	2123,15	1672,60	
	N ₁	(kN)	257,96	206,98	
	N ₂	(kN)	86,02	68,99	
Ferraillage	A _{v1}	(cm ²)	7,41	5,94	
	A _{v2}	(cm ²)	2,47	1,98	
	A _{v min}	(cm ²)	4,05	4,12	
	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	(cm ²)	10,87	8,31	
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	(cm ²)	7,54	6,49	
	choix de la section par nappe	bande1		5HA12	4HA12
		bande2		4HA12	4HA12
	section utilisée	bande1		11,31	9,05
		bande2		9,05	9,05
	espacement	bande1		10	13
		bande2		13,5	13
	A _h	(cm ²)	2,82	2,26	
	A _{h min}	(cm ²)	1,21	1,19	
A _h choix par nappe/ml			12HA10	12HA10	
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	τ _b	1,26	1,05	
	τ _u =2,5	τ _u	0,90	0,77	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	4,87	3,43	

ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

1. Introduction :

Le mur de soutènement sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15$ cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

2. Méthodes de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

2.1. Prescription du RPA version 2003 :

a. Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, applique horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$ Contrainte verticale (Art 10.4.2)

b . Art 10.4.6 :

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme Q , la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(Q) = k_{ad} (1 \pm k_{ad}) \frac{QH}{\cos \beta} , \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au dessus de la base}$$

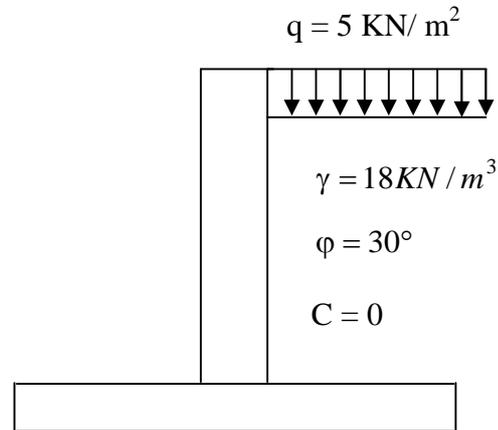
de la semelle du mur .

- caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

- Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$

- Cohésion $C = 0$



2.2 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v :$$

A) à l'ELU :

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5Q)$$

Avec :

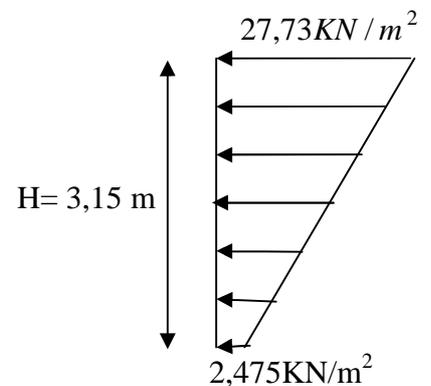
k_0 : Coefficient de la poussée des terres au repos

Q : Surcharge

$$k_0 = tg^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,33$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 2,475 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 3,15 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 27,73 \text{ KN/m}^2$$



B)- Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

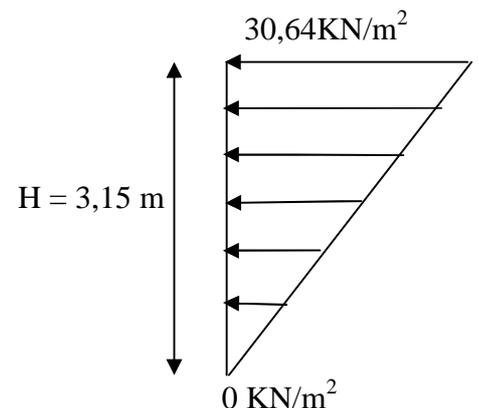
$k_h = A = 0,25$: coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$$k_v = 0,00135$$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 14,01^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$k_{ad} = 0,54$$



$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times H = 9,73H$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 3,15 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 30,64 \text{ KN/m}^2$$

Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul dynamique

$$q_{\max} = \sigma_h (H = 3,15 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 30,64 \text{ KN/ml}$$

2.3. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur les quatre appuis, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Identification des panneaux :

$$l_x = 3,15 \text{ m}$$

$$l_y = 5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,63$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,63$$

$$\mu_x = 0,0772$$

$$\mu_y = 0,343$$

Dans le sens X-X :

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 23,47 \text{ KN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 8,05 \text{ KN.m}$$

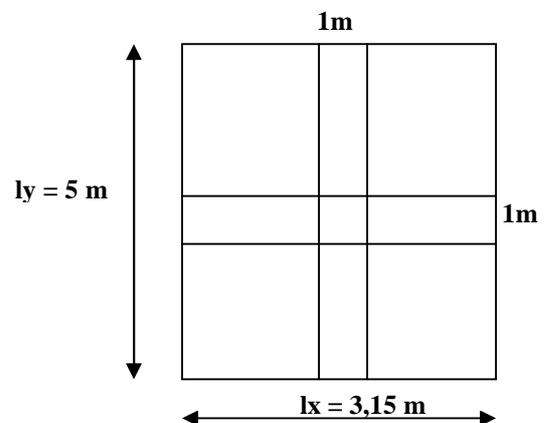
2.4. Détermination des armatures :

$$H = 15 \text{ cm}$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot B = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$



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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{St}}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

Sens X-X :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	11,73	19,94
μ_b	0.028	0.048
β	0.986	0.975
A_{cal} (cm ²)	2.01	3.45
A_{min} (cm ²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	4.52	7.70
Choix des barres	4HA12	5HA14
Espacement (cm)	25	20

Tableau1 : Ferrailages aux appuis et en travée suivant le sens X-X.

Sens Y-Y :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	4,025	6,84
μ_b	0.0098	0.016
β	0,995	0.992
A_{cal} (cm ²)	0,68	1,16
A_{min} (cm ²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	3.39	5,65
Choix des barres	3HA12	4HA12
Espacement (cm)	33	25

Tableau2 : Ferrailages aux appuis et en travée suivant le sens Y-Y.

2.5. Vérification à l'ELS :

$$q_s^{\max} = 30,64 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination des moments :**

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0825 \times 30,64 \times (3,15)^2 = 25,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{SY} = \mu_y \times M_{SX} = 0,508 \times 25,08 = 12,74 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_b = k \sigma_s$

$$\alpha \left\langle \frac{\gamma - 1}{M_s} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Mu	Ms	γ	α	$\alpha \left\langle \frac{\gamma - 1}{M_s} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle$	Observation
$M_a = 11,73$	$M_a = 8,025$	1,46	0,0355	0,307	Vérifié
$M_t = 19,94$	$M_t = 13,65$	1,46	0,0615	0,283	Vérifié

Sens Y-Y :

Mu	Ms	γ	α	$\alpha \left\langle \frac{\gamma - 1}{M_s} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle$	Observation
$M_a = 4,025$	$M_a = 6,37$	0,63	0,0126	0,19	Vérifié
$M_t = 6,84$	$M_t = 10,82$	0,63	0,0201	0,21	Vérifié

• **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{3,15} = 0,063 < \frac{13,65}{20 \times 25,08} = 0,027 \Rightarrow$ condition vérifiée

c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 \times 17} = 0,0045 < \frac{4,2}{400} = 0,0052 \Rightarrow$ condition vérifiée

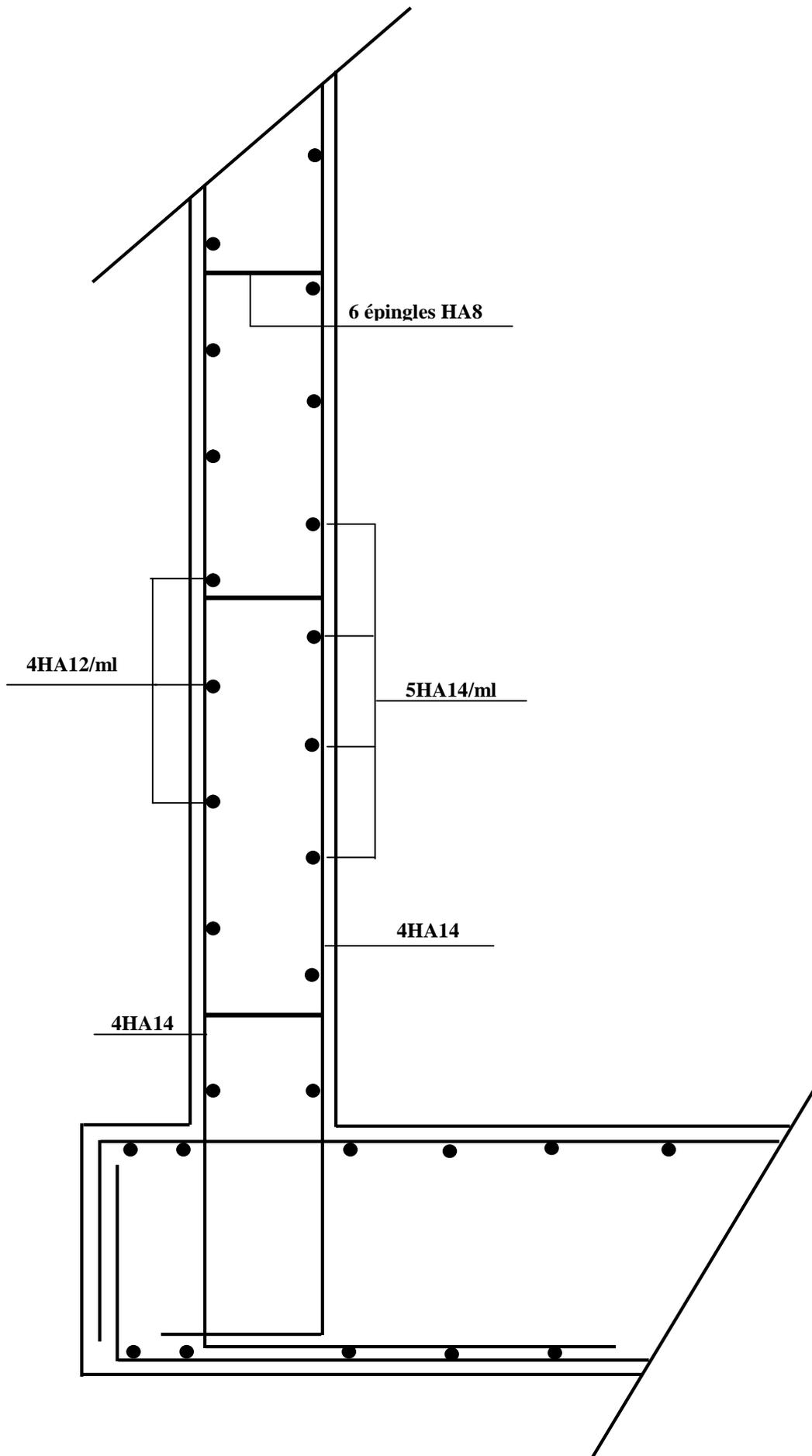
Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

• **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Conclusion :

On opte pour le ferrailage à l'ELU



Ferrailage du mur de soutènement