

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'études

En vue d'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil
Option : Construction civile et industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+9 + sous sol) à ossature mixte contreventé
par Voiles porteurs (Logiciel ETABS)*



Proposé par : BUREAU D'ETUDES S.K.LAOUES

Etudié par : M^{elle} LANNAK ZAINA
M^{elle} YAHIATENE LILIA

Dirigé par : M^r A.KAHIL

Promotion 2010-2011

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr KAHIL pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce Mémoire.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'a ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

DÉDICACES

Je dédie ce mémoire de fin d'études :

- ✓ *A toute ma famille : mes chers parents, mon frère, mes oncles et tantes.*
- ✓ *A tous mes cousins et cousines*
- ✓ *A mes copines de chambre de la résidence universitaire M'douha*
- ✓ *A tous mes camarades de promotion.*
- ✓ *A tous ceux qui me sont très chers.*

YAHIATENE Lilia

DÉDICACES

Je dédie ce mémoire de fin d'études :

- ✓ *A mes très chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ; qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances,*
- ✓ *A ma très chère sœur et mes très chers frères,*
- ✓ *A ma famille sans exception,*
- ✓ *A tout mes amis (ies),*
- ✓ *A toute la promotion Master (2010-2011)*

LANNAK Zaina

Sommaire

Introduction générale.....	Page 1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	Page 2
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	Page 5
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1 Acrotère	Page 19
III.2 Balcons	Page 26
III.3 Planchers.....	Page 31
III.4 Escaliers	Page 58
III.5 Ascenseur	Page 122
Chapitre IV : Etude dynamique	Page 130
Chapitre V : Ferrailage des poutres.....	Page 152
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux.....	Page 166
Chapitre VII : Ferrailage des voiles	Page 175
Chapitre VIII : Etude du mur plaque	Page 187
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	Page 193
Conclusion	
Bibliographie	
Annexes	

Introduction générale

Intruduction

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

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

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

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

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

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

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

Introduction

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment à usage multiple (commerces, bureaux et habitation) en R+9 + 1 sous-sol.

I.1. Description de l'ouvrage

Ce bâtiment comporte :

- 01 sous sol à usage commercial (stockage).
- 01 rez-de-chaussée à usage commercial et administratif.
- 01 étage à usage de bureaux.
- 08 étages courants à usage d'habitation.

Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), il sera implanté à TIZI-OUZOU, une région de moyenne sismicité classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) en zone IIa.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère)31.71m
- Hauteur d'étage courant3.06m
- Hauteur de RDC3.40m
- Hauteur du sous sol3.40m
- Longueur totale de la tour21.10m
- Largeur totale18.15m

I.3. Eléments de l'ouvrage

I.3.1. Ossature

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens, longitudinal et transversal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, constituent un système de contreventement pour reprendre les charges horizontales dues au séisme.

I.3.2. Planchers

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalles pleines, les planchers en corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.2.1. Plancher en corps creux

Les planchers en corps creux sont constitués de :

a) **Nervures** : appelées poutrelles.

Qui assurent la fonction de portance, la distance entre-axes des poutrelles est généralement de 56cm à 65cm.

b) **Un remplissage en corps creux**

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

c) **Une dalle de compression en béton**

De 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- § Limiter les risques de fissuration par retrait.
- § Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- § Réaliser un effet de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

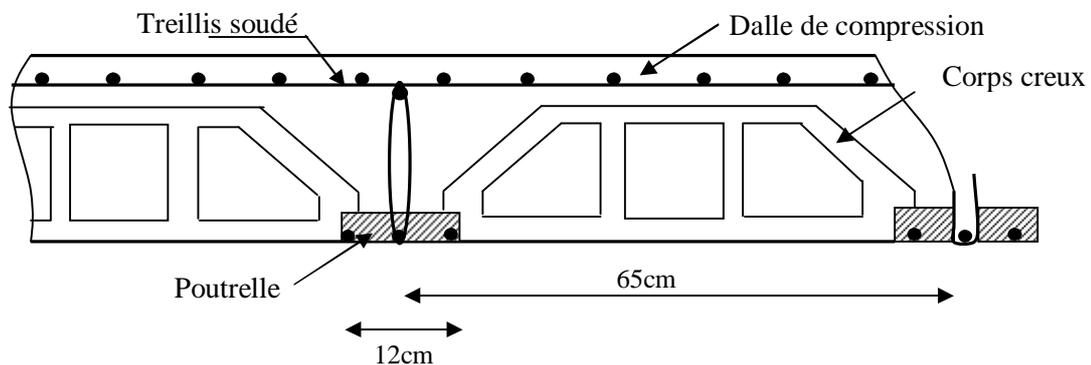


Figure I.1 Schématisation d'un plancher en corps creux.

I.3.3. Escaliers

Notre bâtiment comporte 02 cages d'escaliers :

- Escalier droit à trois volées menant du sous sol au 1^{er} étage (Escalier de service).
- Escalier droit à trois volées conduisant du sous sol au 9^{ème} étage.

Ces 02 types d'escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.4. Balcons

Les balcons seront réalisés en dalles pleines (Figure I.2).

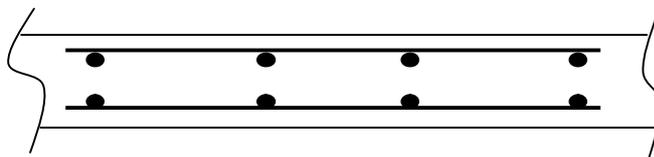


Figure I.2 Schématisation d'une dalle pleine.

I.3.5. Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm.

I.3.6. Maçonneries

- **Les murs extérieurs** : Seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs de séparations intérieurs** : seront réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.3.7. Revêtements

Ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.8. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place, allant du sous sol au 9^{ème} étage.

I.4. Eléments composant l'infrastructure

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

I.5. La réglementation

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir :

- Les règles du BAEL91 modifié en 99.
- Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- Les DTR.

I.6. Les matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont les caractéristiques sont illustrées en annexe 01.

Pour le présent projet on adoptera :

- Résistance caractéristique à la compression à j=28jours : $f_{c28} = 25MPa$.
- Résistance caractéristique à la traction à j=28jours : $f_{t28} = 2.1MPa$.
- Contrainte limite de résistance à la compression :
 - Pour $g_b = 1.5$ et $\theta = 1$: $f_{bc} = 14.2MPa$.
 - Pour $g_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$: $f_{bc} = 21,74MPa$.
- Contrainte admissible du béton : $\bar{s}_{bc} = 15MPa$
- Module de déformation instantanée : $E_{i28} = 32164.2MPa$.
- Module de déformation différée : $E_{v28} = 10818.87MPa$.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction

Le prédimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

II.1. Prédimensionnement des éléments

II.1.1. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges. Ils assurent deux fonctions principales :

1- Fonction de résistance mécanique

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

2- Fonction d'isolation

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

II.1.1.1. Plancher à corps creux

La hauteur du plancher à corps creux est obtenue par la formule suivante : $h_i \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

avec : L_{\max} la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

N.B : Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

$$L_{\max} = 470 - 40 = 430 \text{ cm.}$$

$$h_i \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm.}$$

Conclusion

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé de corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur (Figure II.1).

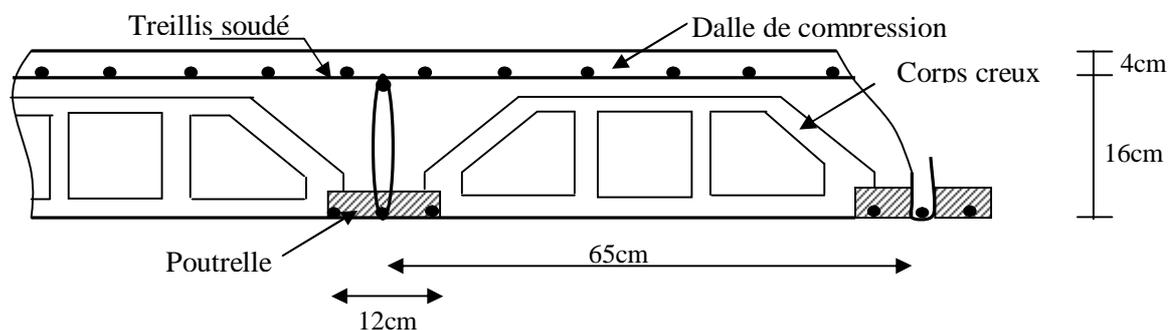


Figure II.1 Schématisation d'un plancher à corps creux.

II.1.1.2. Plancher dalle pleine (Balcons)

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

Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte a faux, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante : $h_t \geq \frac{L}{10}$ avec L est la largeur de porte à faux.

Dans notre cas :

$$L = 150\text{cm. D'où : } h_t \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

On adoptera un plancher de **15cm** d'épaisseur.

II.1.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place. Elles supportent les charges gravitaires et les transmettent aux poteaux.

Les poutres transmettent les charges sur appuis (tête de poteau) ou sur appuis continus (murs). Elles assurent la fonction de chaînage des éléments verticaux.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

▼ Hauteur

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

avec, L : la portée libre de la poutre.

▼ Largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Les résultats sont sous forme de tableau :

	BAEL 91	L _{max}	h _t	b	RPA			Observation
					h	b	h _t /b	
Poutres principales	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	440	40	30	30	20	$1.33 < \frac{h_t}{b} < 4$	Vérifiée
	$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$							
Poutres secondaires	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	440	35	30	30	20	$1.33 < \frac{h_t}{b} < 4$	Vérifiée
	$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$							

Remarque

Pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on adoptera la valeur de $b = 30\text{cm}$.

Conclusion

Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.2.3. Les voiles

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

Leur pré dimensionnement se fait conformément à l'article (7.7.1 du RPA99 version 2003).

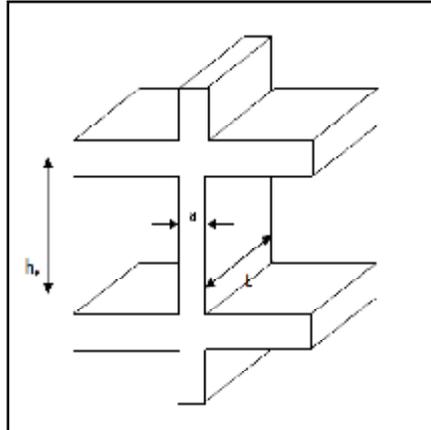


Figure II.2 Coupe de voile en élévation.

▼ L'épaisseur (a)

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidités aux extrémités comme indiquées à la figure II.3.

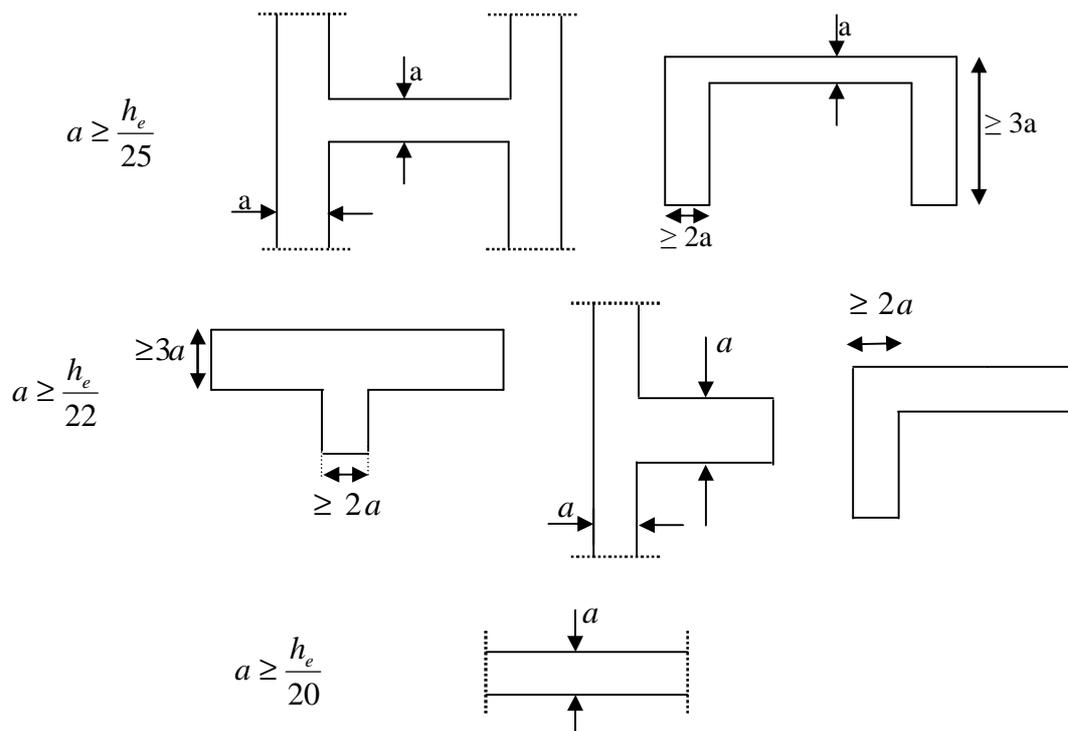


Figure II.3 Coupes de voile en plan.

$h_e = \max (h_i)$ avec h_i : hauteur des étages

D'où : $h_e =$ hauteur libre du RDC .

$$h_e = 3.40 - 0.20 = 3.20m.$$

$$a \geq \frac{320}{20} = 16cm.$$

On opte pour une épaisseur de **20cm**.

II.2.4. Les poteaux

Le prédimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\bar{S}_{bc}} = \frac{G+Q}{\bar{S}_{bc}}$$

avec :

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

\bar{S}_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression ($\bar{S}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$).

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le DTR BC.22.

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

§ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25cm \rightarrow$ En zone I et IIa.

§ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30cm \rightarrow$ En zone III et IIb.

§ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$.

§ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

avec : (b_1, h_1) dimensions de la section transversale des poteaux et h_e : hauteur libre d'étage.

II.2.5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.22)

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

A. Charges permanentes : On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse; étages courants; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

▼ Les planchers

a) Plancher terrasse (inaccessible)

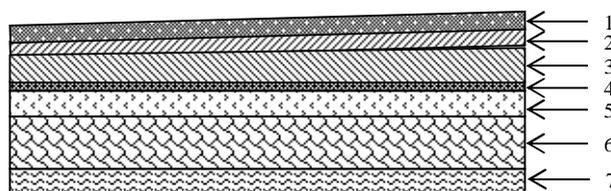


Figure II.5. Coupe verticale d'un plancher terrasse.

Tableau II.1 Charges permanentes du plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20.00	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22.00	01.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	04.00	0.16
5	Feuille polyâne	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	/	02.85
7	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				5.88KN/m²

b) Plancher étage courant et commercial

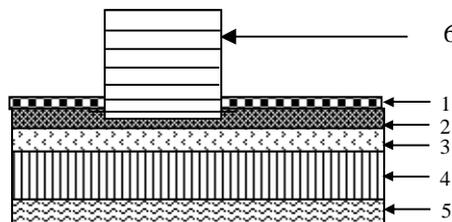


Figure II.6 Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux-

Tableau II.2 Charges permanentes du plancher étage courant et commercial

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20.00	0.60
3	Couche de sable	0.03	22.00	0.66
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	/	02.85
5	Enduit sous plafond	0.02	10.00	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.10	09.00	0.90
G_{TOTALE}				5.61KN/m²

c) Plancher dalle pleine (balcons)

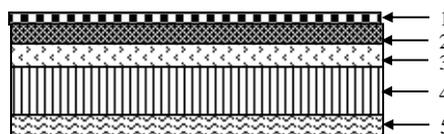


Figure II.7 Coupe transversale de la dalle pleine.

Tableau II.3 Charges permanentes de la dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Couche de sable	0.02	22.00	0.44
4	Dalle en béton armé	0.15	25.00	03.75
5	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				5.19KN/m²

✓ Les murs

a) **Murs extérieurs** : En double cloisons de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 5cm.

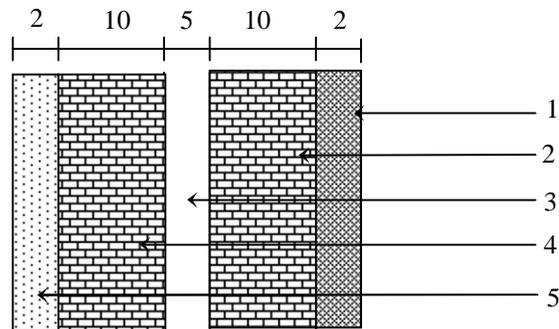


Figure II.8 Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.4 Charges permanentes des murs extérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{TOTALE}				2.36KN/m²

b) Murs intérieurs : En briques creuses de 10cm d'épaisseur.

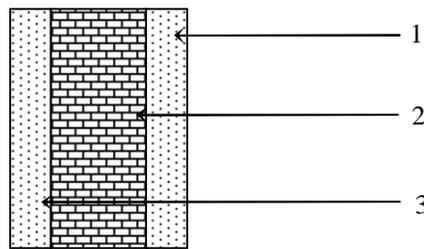


Figure II.9 Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II.5 Charges permanentes des murs intérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				1.30KN/m²

▼ L'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G_{acr} = r_{beton} \times S_{acr}.$$

Avec : r_{beton} : masse volumique du béton = 25KN/m³.

S_{acr} : section longitudinale de l'acrotère

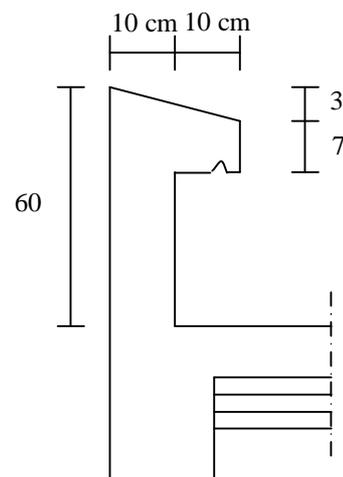


Figure II.10 Coupe verticale de l'acrotère.

$$G_{acr} = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 1.7125 \text{ KN / ml}$$

$$G_{acr} = 1.7125 \text{ KN / ml}$$

B. Charges d'exploitation : Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Désignations	Surcharges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.50
Plancher étage courant : à usage administratif	2.50
Plancher du RDC : à usage commercial	2.50
Plancher du sous sol : à usage commercial	2.50
Balcons	3.50
Escaliers desservants les différents étages	2.50
Acrotère	1.00

II.3. Descente de charges

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau E2 (voir plan).

II.3.1. Charges et surcharges revenant au poteau E2

A) Surface d'influence

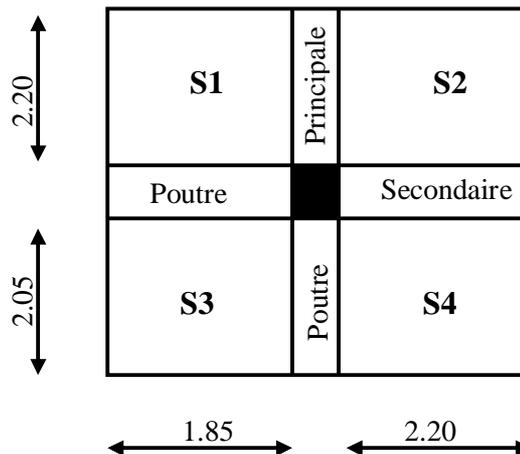


Figure II.11 Surface d'influence du poteau E2.

$$S = (2.05+0.30+2.20) \times (1.85+0.30+2.20) = 19.79m^2.$$

$$S' = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S' = (2.20+2.05) \times (1.85+2.20) = 17.2125m^2.$$

$$S' = 17.2125m^2.$$

B) Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	5.88	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	5.61	1.50
Plancher étage courant à usage administratif	5.61	2.50
Plancher rez-de-chaussée et sous-sol (commercial)	5.61	2.50

C) Charges permanentes totales

✓ Poids des planchers : $P = G \times S'$

Ø Plancher terrasse

$$P = 5.88 \times 17.2125 = 101.21 \text{ KN.}$$

Ø Plancher étage courant

$$P = 5.61 \times 17.2125 = 96.56 \text{ KN.}$$

✓ Poids des poutres

Ø Poutres principales

$$P_{pp} = 0.40 \times 0.30 \times 25 \times 4.25 = 12.75 \text{ KN.}$$

Ø Poutres secondaires

$$P_{ps} = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 4.05 = 10.63 \text{ KN.}$$

D'où le poids total des poutres

$$P = 11.156 + 10.63 = 23.38 \text{ KN.}$$

✓ Poids des poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm.} \\ h = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Poids des poteaux du sous-sol et RDC :
 $P = 0.30 \times 0.30 \times 3.40 \times 25 = 7.65 \text{ KN.}$
- Poids des Poteaux du 1^{er} étage :
 $P = 0.30 \times 0.30 \times 3.23 \times 25 = 7.27 \text{ KN.}$
- Poids des poteaux des étages courants :
 $P = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN.}$

II.3.2. Surcharges d’exploitation

A) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d’étages

La dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d’habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d’exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Soit : Q_0 , la charge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d’exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

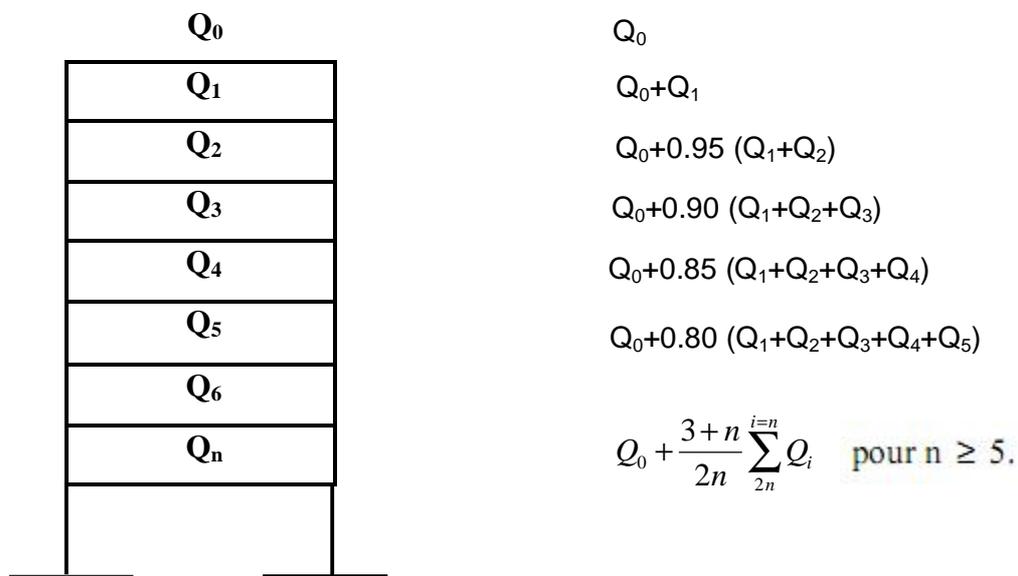


Figure II. 12 Loi de dégression des surcharges.

B) Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-sol
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65

$Q_0 = 1 \times 19.79 = 19.79KN.$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 19.79 = 29.68KN.$

$Q_8 = Q_9 = Q_{10} = 2.5 \times 19.79 = 49.47KN.$

C) Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 19.79 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + Q_1 = 19.79 + 29.68 = 49.47 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 19.79 + 0,95 (29.68 \times 2) = 76.18 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,90 \left(\sum_{i=1}^{i=3} Q_i \right) = 19.79 + 0,90 (29.68 \times 3) = 99.93 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,85 \left(\sum_{i=1}^{i=4} Q_i \right) = 19.79 + 0,85 (29.68 \times 4) = 120.70 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,80 \left(\sum_{i=1}^{i=5} Q_i \right) = 19.79 + 0,80 (29.68 \times 5) = 138.51 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,75 \left(\sum_{i=1}^{i=6} Q_i \right) = 19.79 + 0,75 (29.68 \times 6) = 153.35 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,714 \left(\sum_{i=1}^{i=7} Q_i \right) = 19.79 + 0,714 (29.68 \times 7) = 168.10 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,687 \left(\sum_{i=1}^{i=8} Q_i \right) = 19.79 + 0,687 (168.10 + 49.47) = 196.51 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,667 \left(\sum_{i=1}^{i=9} Q_i \right) = 19.79 + 0,667 (168.10 + 49.47 \times 2) = 224.36 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + 0,65 \left(\sum_{i=1}^{i=10} Q_i \right) = 19.79 + 0,65 (207.76 + 49.47 \times 3) = 251.30 \text{ KN.}$$

D) Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau E2

Niv	G (KN)					Q (KN)		N (KN)	S(cm ²)		Vérification
	G _{plancher}	G _{poteau}	G _{poutre}	G _{totale}	G _{cumulée}	Q	Q _{cumulée}	G+Q	S _{trouvée}	S _{adoptée}	
9	101,21	/	23,38	124,59	124,59	19,79	19,79	144,38	96,25	45×45	Vérifié
8	96,56	6,88	23,38	126,82	251,41	29,68	49,47	300,88	200,59	45×45	Vérifié
7	96,56	6,88	23,38	126,82	378,23	29,68	76,18	454,41	302,94	45×45	Vérifié
6	96,56	6,88	23,38	126,82	505,05	29,68	99,93	604,98	403,32	45×45	Vérifié
5	96,56	6,88	23,38	126,82	631,87	29,68	120,7	752,57	501,71	45×45	Vérifié
4	96,56	6,88	23,38	126,82	758,69	29,68	138,51	897,2	598,13	45×45	Vérifié
3	96,56	6,88	23,38	126,82	885,51	29,68	153,35	1038,86	692,57	45×45	Vérifié
2	96,56	6,88	23,38	126,82	1012,33	29,68	168,1	1180,43	786,95	45×45	Vérifié
1	96,56	7,27	23,38	127,21	1139,54	49,47	196,51	1336,05	890,70	45×45	Vérifié
RDC	96,56	7,65	23,38	127,59	1267,13	49,47	224,36	1491,49	994,33	45×45	Vérifié
SS	96,56	7,65	23,38	127,59	1394,72	49,47	251,3	1646,02	1097,35	45×45	Vérifié

II.4. Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa.
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_0/20 = \frac{300-20}{20} = 14\text{cm}$.
 - ✓ $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$
- } Conditions vérifiées.

Conclusion

Les valeurs sont conformes aux exigences du RPA, donc les sections adoptées sont de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour tous les niveaux.

II.5. Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$I = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99}).$$

avec :

I est l’élancement du poteau, L_f la longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$), L_0 la longueur libre du poteau et i est le Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{avec : } I : \text{Moment d’inertie.}$$

$B = a.b =$ Section transversale du poteau.

$$\text{Ce qui donne : } I = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 L_0}{b}$$

Tableau II.5 Vérification de l’élancement

	$L_0 = 3.2 \text{ m}$	$L_0 = 3.03 \text{ m}$	$L_0 = 2.86 \text{ m}$
Section du poteau (cm)	45x45	45x45	45x45
I	17.24	16,33	15,41

Donc l’élancement $\lambda \leq 50 \Rightarrow$ la condition est vérifiée (Pas de risque de flambement).

Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher de 16+4 *cm*.
- Section des poutres principales (30x40) *cm*².
- Section des poutres secondaires (30x35) *cm*².
- Sections des poteaux : (45x45) *cm*² : pour tous les niveaux.
- Epaisseur des voiles : $a = 20\text{cm}$.
- Epaisseur dalles pleines (Balcons) : $e_p = 15\text{cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains Chapitres.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural de la structure (il ne fait pas partie du système de contreventement), il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal ($Q=1\text{KN/ml}$) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et sera vérifié à L'ELS.

a) Dimensions de l'acrotère

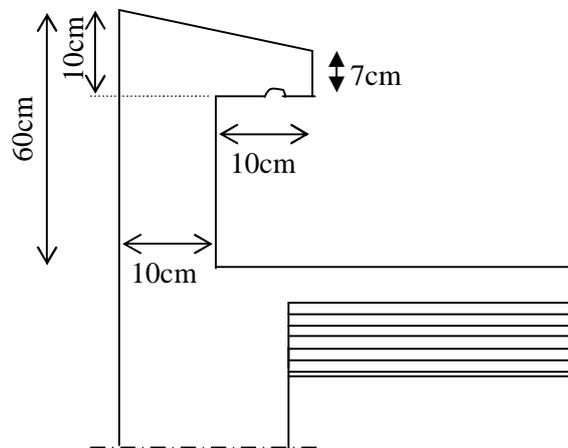


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère.

b) Schéma statique

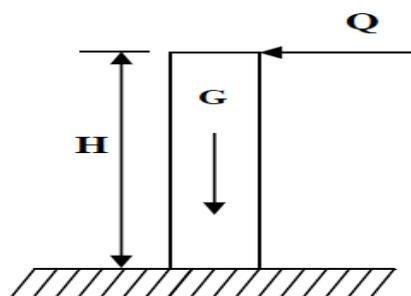


Figure III.2 Schéma statique.

III.1.1 Détermination des sollicitations

▼ Evaluation des charges

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \cdot S \cdot L$ et $L = 1\text{ml}$

Avec : ρ : masse volumique du béton et S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 1.7125 \text{KN/ml}$$

$G = 1.7125 \text{KN/ml}$.

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

▼ Les sollicitations

- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1\text{ml} = 1.7125 \text{KN}$.
- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{KN}$.
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{KN.m}$.
- Moment de flexion dû à G : $M_G = 0$

▼ Diagrammes des efforts internes

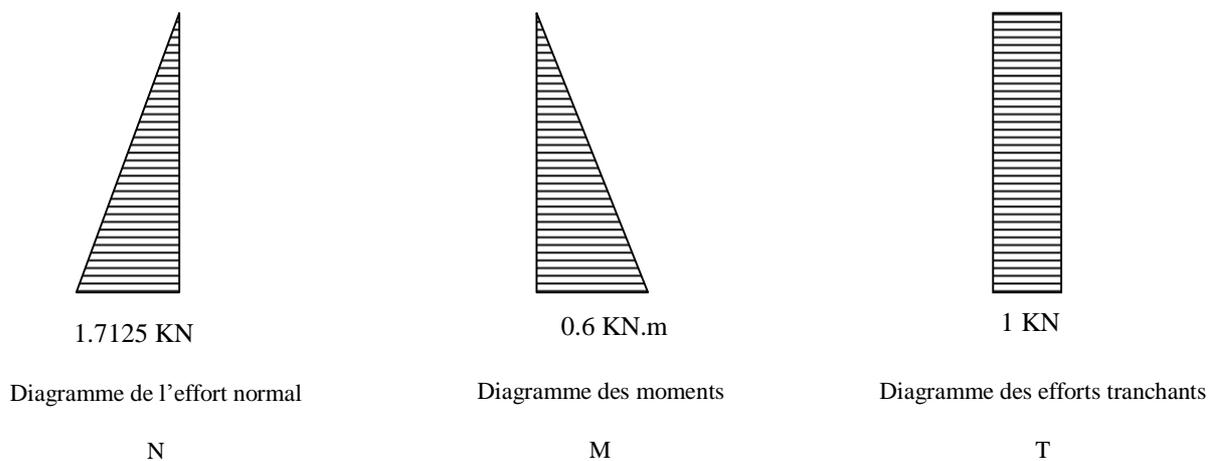


Figure III.3 Diagrammes des efforts internes.

III.1.2 Combinaisons de charges

A l'ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{cases} N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{KN}. \\ M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{KN.m}. \\ T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}. \end{cases}$$

A l'ELS : La combinaison est : G + Q

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G + N_Q = 1.7125 = 1.7125 \text{KN.} \\ M_s = M_G + M_Q = 0.6 = 0.6 \text{KN.m.} \\ T_s = T = 1 \text{KN.} \end{array} \right.$$

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm² soumise à un effort normal «N» et un moment de renversement «M».

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

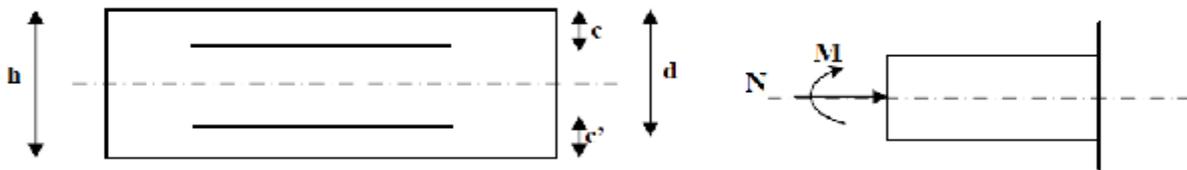


Figure III.4 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : largeur de la section : 100cm
- c et c' : Enrobage : 2cm
- d = h – c : Hauteur utile.

a) Calcul des armatures à l'ELU

Ø Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU

$$\left. \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896 \text{m} \\ a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 2 \text{cm} = 0.02 \text{m} \end{array} \right\} \text{ donc : } e_u > a$$

a : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

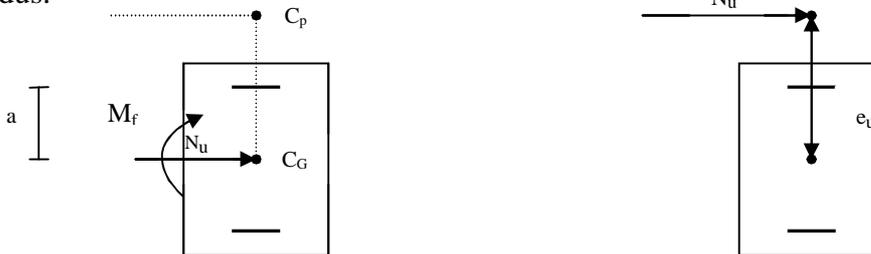


Figure III.5 Position du centre de pression.

Remarque :

Le centre de pression (C_P) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

M_U : moment du a la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité.

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

▼ Calcul en flexion simple

Ø Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.31 \times \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

Ø Moment réduit

$$m_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.01066$$

$$\text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{q_y} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$m_b = 0.01066 < m_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée).}$$

$$m_b = 0.01066 \Rightarrow \beta = 0.994$$

Ø Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{bd \frac{f_e}{g_b}} = \frac{0.97 \times 10^5}{0.994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

▼ Calcul en flexion composée

Ø La section des armatures réelles

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{S_s} = 0.35 - \frac{2.31}{34.8} = 0.284 \text{ cm}^2.$$

III.1.4 Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - (0.445 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

$$\text{avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.7125} = 35.04 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1 \left[\frac{35.04 - 0.445 \times 8}{35.04 - 0.185 \times 8} \right]}{400} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2.$$

Conclusion

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera $A = A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$.

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

Ø Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}.$$

b) Vérification de l'écartement dans les barres

1- Armatures verticales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{3h, 33 \text{ cm}\} = \min\{30, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}.$$

2- Armatures de répartition

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}.$$

c) Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art 5.1.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{t}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right), \text{ avec } g_b = 1.5$$

$$\bar{t}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$t_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ avec : } V_u = T_U = 1.5 \text{ KN}.$$

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement
 \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{t}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

Ψ_s : coefficient de scellement = 1.5 (Acier de haute adhérence).

$$t_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

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

$$\sum U_i = p \times n \times f = p \times 4 \times 8 = 100.5 \text{ mm.}$$

n : nombre de barres.

$$t_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art 1.2.2)

$$L_S = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

III.1.5 Vérification à l'ELS

On doit vérifier :

$$\ddot{\text{Ü}} \text{ La contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\ddot{\text{Ü}} \text{ La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

• Dans les aciers

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0.5 f_e; 110 \sqrt{h \cdot f_{t28}} \right\} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL91})$$

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\emptyset \geq 6$ mm.

$$\bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} = \min \{ 266.6; 201.63 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } r_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251.$$

$$r_1 = 0.251 \Rightarrow b_1 = 0.920 \Rightarrow K_1 = 47.69.$$

$$\text{D'où : } s_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 40.56 \text{ MPa.}$$

$$s_{st} = 40.56 \text{ MPa} < \bar{s}_{st} = 201.64 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Dans le béton

$$\bar{s}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

$$s_{bc} = \frac{S_s}{k_1} = \frac{40.56}{47.69} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4HA8 = 2.01cm² avec S_t = 25cm.
- Armatures de répartitions.....4HA8 = 2.01cm² avec S_t = 25cm.

III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/Art 6.2.3)

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

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

avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)

⇒ A = 0.15 (RPA99/Art 4.2.3 Tableau 4-1)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires C_p = 0.3

W_p : poids propre de l'élément. W_p = 1.7125KN/ml.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.7125 = 0.308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

La condition étant vérifiée alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

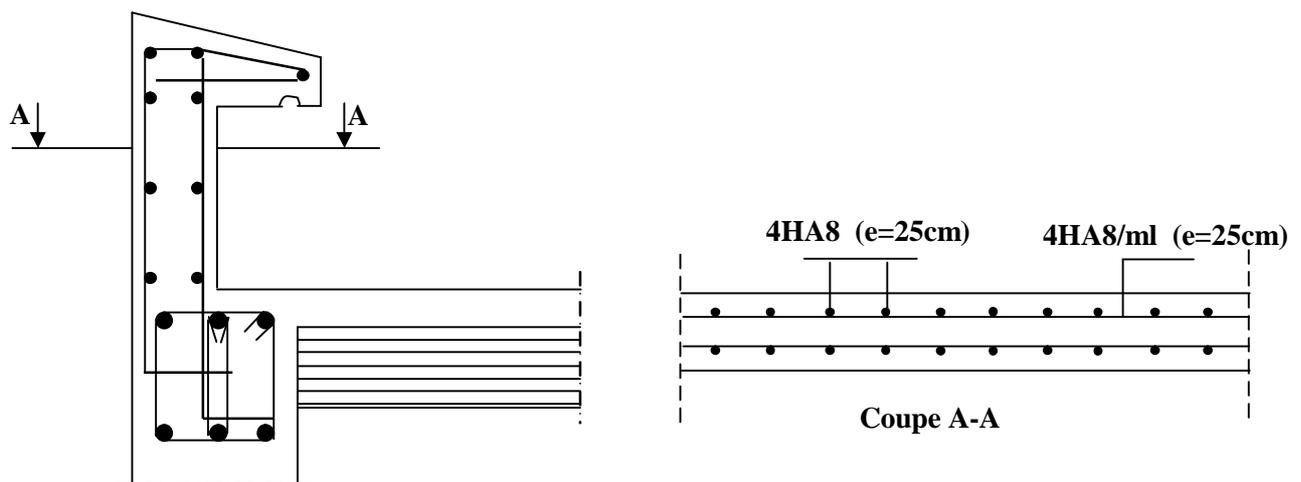


Figure III.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2 Calcul des Balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, entouré d'un garde de corps de hauteur $h = 1m$, en brique pleine de $10cm$ d'épaisseur.

Les balcons à calculer ont une largeur de : $1.50m$.

III.2.1 Pré dimensionnement de la dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15cm. \text{ On prend } e_p = 15cm.$$

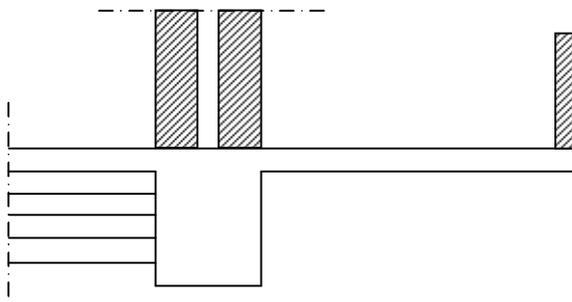


Figure III.7 Dimensions du balcon.

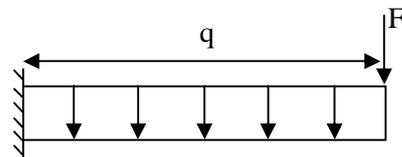


Figure III.8 Schéma statique.

III.2.2 Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de $1ml$ de largeur.

A. Charges permanentes

ü Poids propre de la dalle : $G_1 = 5.19KN/ml$.

ü Poids du garde corps :

- Poids de la brique pleine ($10,5cm$) = $2KN/m^2$

- Enduit : = $0,28KN/m^2$

$$G_2 = 2.28 \times 1 \times 1 = 2,28KN/ml.$$

B. Surcharges d'exploitation

ü Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q_1 = 3,5KN/ml$. (Donnée par le DTR BC22).

C. Combinaisons de charges

A L'ELU

$$\text{Ø Dalle : } q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 3.5 = 12.26KN/ml.$$

$$\text{Ø Garde corps : } q_{u2} = 1.35G_2 = 1.35 \times 2.28 = 3.078KN/ml.$$

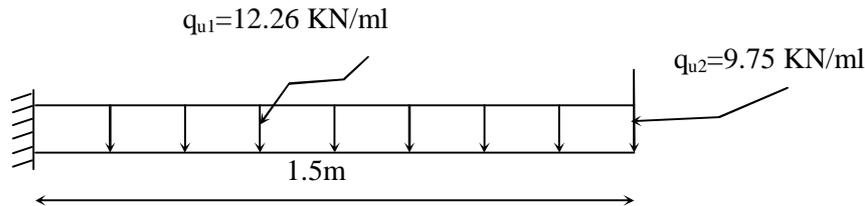
A L'ELS

Ø Dalle: $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.19 + 3.5 = 8.69 \text{KN/ml}$.

Ø Garde corps: $q_{s2} = G_2 = 2.28 \text{KN/ml}$.

III.2.3 Calcul à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



a) Les sollicitations

Ø Le moment provoqué par la charge q_{u1}

$$M_{qu1} = \frac{-q_{u1}l^2}{2} = \frac{-12.26 \times (1.5)^2}{2} = -13.79 \text{KN.m}.$$

Ø Le moment provoqué par la charge q_{u2}

$$M_{qu2} = -q_{u2} \times L = -3.078 \times 1.5 = -4.617 \text{KN.m}.$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = -18.407 \text{KN.m}.$$

Ø L'effort tranchant

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 21.468 \text{KN}.$$

Remarque :

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

b) Ferrailage

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

$$f_{bc} = 14.2 \text{MPa}; \overline{s_{st}} = 348 \text{MPa}; d = 0.15 - 0.02 = 0.13 \text{m}.$$

Ø Armatures principales

$$m_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.407 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.076 < m_f = 0.392$$

⇒ la section est simplement armée.

$$m_u = 0.076 \rightarrow b = 0.960$$

$$A_s = \frac{M_u}{b d s_{st}} = \frac{18.407 \times 10^5}{0.960 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4.24 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6.78 cm²/ml avec un espacement S_t = 16 cm.

Ø Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm.

c) Les vérifications à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100) \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification au cisaillement

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

$$t_u = \frac{21.468 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.165 \text{ MPa.}$$

$$\bar{t}_u = \min\{0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration non préjudiciable»}$$

$$t_u = 0.165 \text{ MPa} \leq \bar{t}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1.3/BAEL 91)

$$t_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} < \bar{t}_{se} = y \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n p f = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08.$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{21.468 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{t}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4 t_s}$

avec :

$$\bar{t}_s = 0.6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm}$$

On prend : $L_s = 43 \text{ cm}$.

Soit des crochets de longueur $L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm}$.

Soit $L_r = 18 \text{ cm}$.

▼ Ecartement des barres

§ Armatures principales

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

$S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

§ Armatures de répartition

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.4 Calcul à l'ELS

a) Les sollicitations

Ø Le moment provoqué par la charge q_{s1}

$$M_{qs1} = \frac{-q_{s1} l^2}{2} = \frac{-8.69 \times (1.5)^2}{2} = -9.78 \text{ KN.m}$$

Ø Le moment provoqué par la charge q_{s2}

$$M_{qs2} = -q_{s2} \times l = -2.28 \times 1.5 = -3.42 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = -13.20 \text{ KN.m}$$

b) Les vérifications à l'ELS

▼ Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que : $s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$s_{bc} = k \cdot s_s$$

$$\text{D'une part : } K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} ; r_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52$$

$$b_1 = 0.892 \quad \text{et} \quad K = 0.0319$$

$$\text{D'autre part : } s_{st} = \frac{M_s}{b_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{13.20 \times 10^6}{0.892 \times 130 \times 6.78 \times 10^2} = 167.89 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } s_{bc} = 0.0319 \times 167.89 = 5.36 \text{ MPa} \Rightarrow s_{bc} \leq \overline{s_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▼ Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures)

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

▼ Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{9.78}{10 \times 10.83} = 0.090 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

III.2.5 Schéma de ferrailage

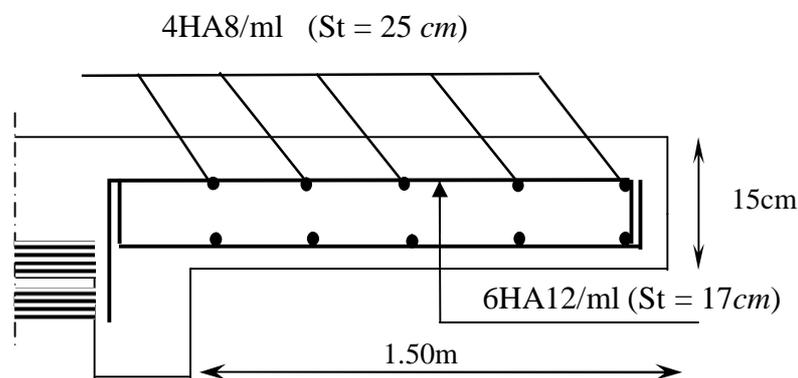


Figure III.9 Schéma de ferrailage du balcon.

III.3 Calcul des Planchers

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Dans notre cas, on a deux planchers à étudier (habitation, administratif et commercial).

III.3.1 Calcul de la dalle de compression

Elle a une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \emptyset \quad 20\text{cm} \text{ pour les armatures } \perp \text{ aux poutrelles.} \\ \emptyset \quad 33\text{cm} \text{ pour les armatures } // \text{ aux poutrelles.} \end{array} \right\} \quad (\text{BAEL 91/Art B.8.6, 423}).$$

La largeur de l'hourdis :

$$50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm} \quad (L' : \text{entre axe des poutrelles}).$$

- *Armature perpendiculaire aux poutrelles*

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml.} \quad \text{avec : } L' = 65\text{cm}.$$

Nous adaptons : **5T6 = 1.41 cm²** avec un espacement : **St = 15cm.**

- *Armatures parallèles aux poutrelles*

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705\text{cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **5T6 = 1.41cm²** avec un espacement : **St = 15cm.**

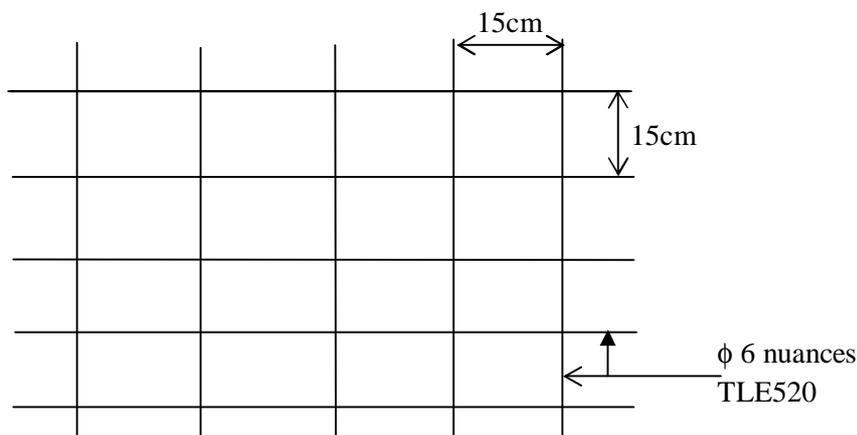


Figure III.10 Schéma du treillis soudé.

III.3.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

♦ *Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression*

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à $4 \times 12 \text{ cm}^2$.

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

A. Chargement

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$.
- $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

B. Calcul à l'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L = 4.25 \text{ m}$).

✓ **Combinaison de charges**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN / ml}$$

$$q_u = 2.5 \text{ KN / ml}$$

✓ **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.25^2}{8} = 5.64 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.3}{2} = 5.31 \text{ KN}$$

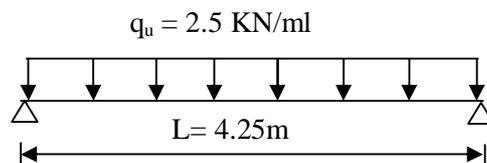


Figure III.11 Schémas statique de la poutrelle.

C. Ferrailage

Soit :

C : l'enrobage (C = 2cm).

d = h - c : la hauteur utile.

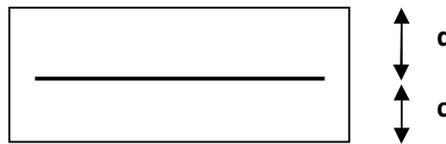


Figure III.12 Section de la poutrelle.

$$d = 4 - 2 = 2\text{cm.}$$

$$m = \frac{M_0}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.64 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 8.275$$

$\mu = 8.275 > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

Conclusion

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espacement entre étais : 80 à 120cm).

♦ **Etape2 : Après coulage de la dalle de compression**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

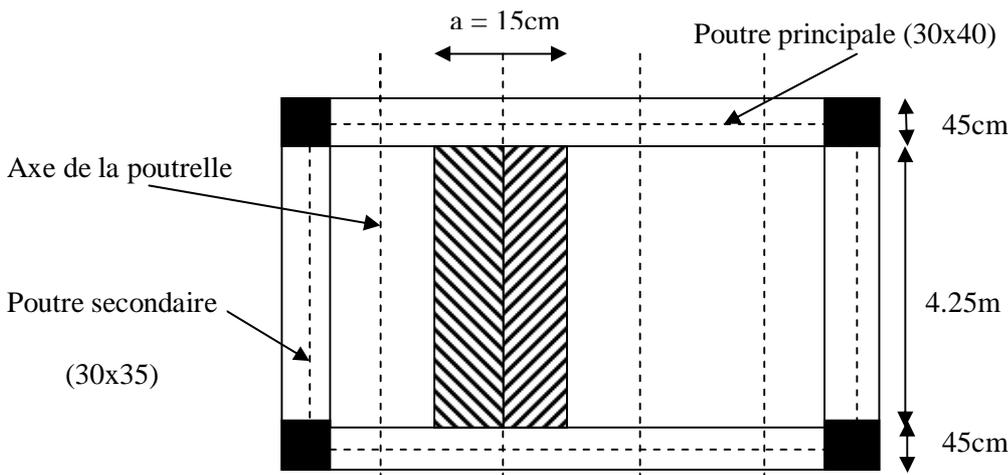


Figure III.13 Surface revenant aux poutrelles.

A. Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art A.4.1, 3)

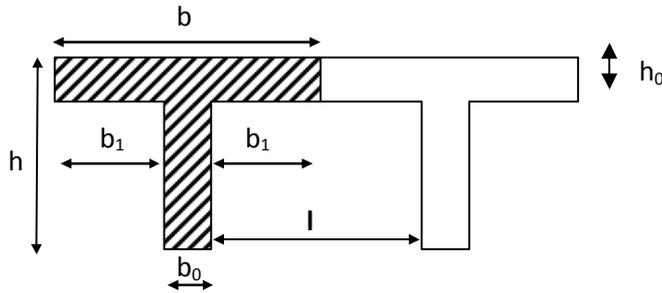


Figure III.14 Construction de la section en T.

avec :

l : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ($l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$).

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

L : la plus grande portée libre de la poutrelle ($L = 425 \text{ cm}$).

ü Largeur de la table à mi-travée

La largeur b_1 de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{2}{3} X$$

avec : X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{425}{2} \right) = 141.67 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} X$$

Avec : L_1 et L_2 : distances de la portée des poutres.

$$b_1 \leq \frac{425 + 355}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{455}{2} \right) = 161.17 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min (26.5; 42.5; 141.67; 161.17)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

B. Poids des planchers repris par la poutrelle

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$5.88 \times 0.65 = 3.822$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5.61 \times 0.65 = 3.646$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher à usage administratif et commercial	$5.61 \times 0.65 = 3.646$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

C. Combinaison de charges

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	6.135	4.472
Plancher étage courant à usage habitation	6.385	4.621
Plancher à usage administratif et commercial	7.360	5.271

III.3.3 Etude du plancher RDC et 1^{er} étage (à usage commercial et administratif)

III.3.3.1 Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de trois moments.

A. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) La charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$.
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.22 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- 2) La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**
- 3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**
- 4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{L_2}{L_3} = \frac{L_3}{L_4} = \frac{400}{400} = 1 \\ \frac{L_3}{L_4} = \frac{400}{470} = 0.8 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

(La méthode forfaitaire est exposée en annexe n°02).

III.3.3.2 Calcul à l'ELU

a. Charge reprise par la poutrelle

$$q_u = 7.360 \text{ KN/ml.}$$

b. Rapport de charges

$$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{5.61+2.5} = 0.308$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3a = 1.092 \\ \frac{1.2 + 0.3a}{2} = 0.646 \\ \frac{1 + 0.3a}{2} = 0.546 \end{array} \right.$$

c. Calcul des moments isostatiques

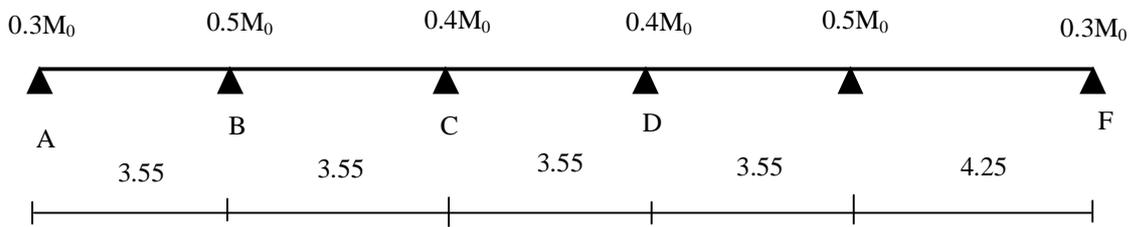


Figure III.15 Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.360 \times (3.55)^2}{8} = 11.594 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.360 \times (4.25)^2}{8} = 16,618 \text{ KN.m}$$

d. Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = 3.478 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 0.5 M_{0AB} = 5.797 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_D = 0.4 M_{0CD} = 4.638 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = 0.5 M_{0EF} = 8.309 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = 0.3 M_{0EF} = 4.985 \text{ KN.m.}$$

e. Calcul des moments en travées

Travée de rive

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0 \text{ et } (1 + 0,3a)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$$

Travée intermédiaire

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0 \text{ et } (1 + 0,3a)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$$

f. Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = q(x) - q_u \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad (M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques})$$

avec : T(x) : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$$q(x) = \frac{q_u \cdot L_i}{2} : \text{effort tranchant isostatique.}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	11,594	3,478	5,797	8,023	12,411	-13,717
B-C	11,594	5,797	4,638	7,443	13,39	-12,738
C-D	11,594	4,638	4,638	8,023	13,064	-13,064
D-E	11,594	4,638	8,309	6,33	12,03	-14,098
E-F	16,618	8,309	4,985	11,5	16,422	-14,858

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
- M_w et M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

g. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

✓ **Moments fléchissant**

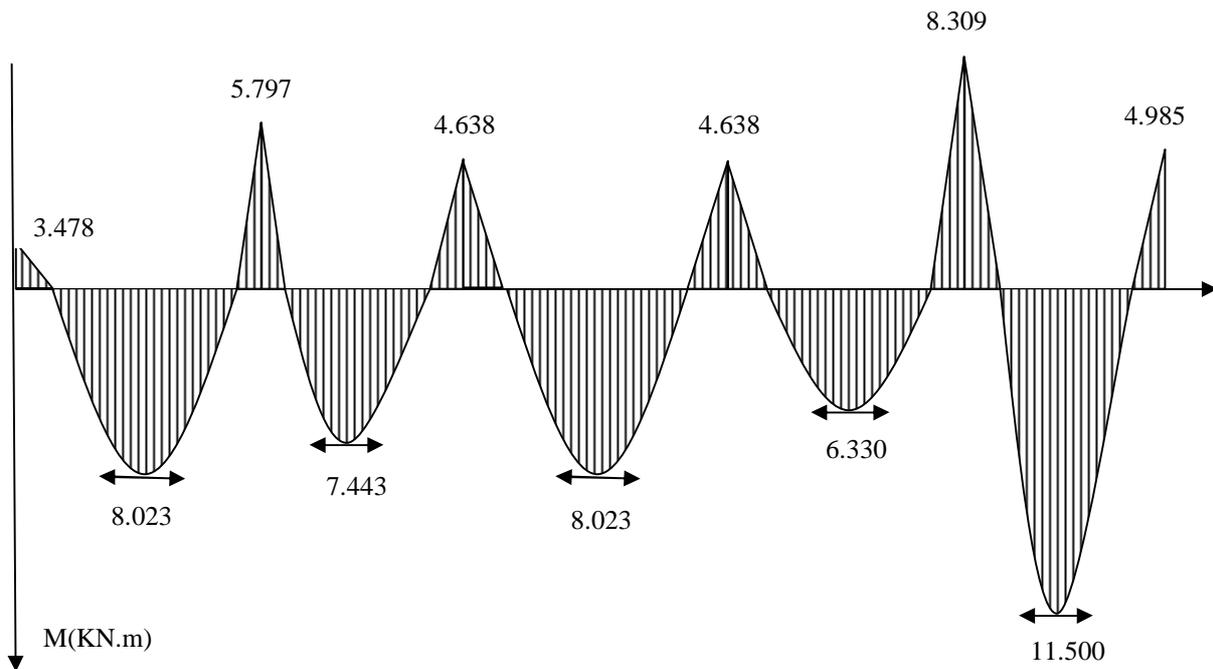


Figure III.16 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

▼ Efforts tranchant

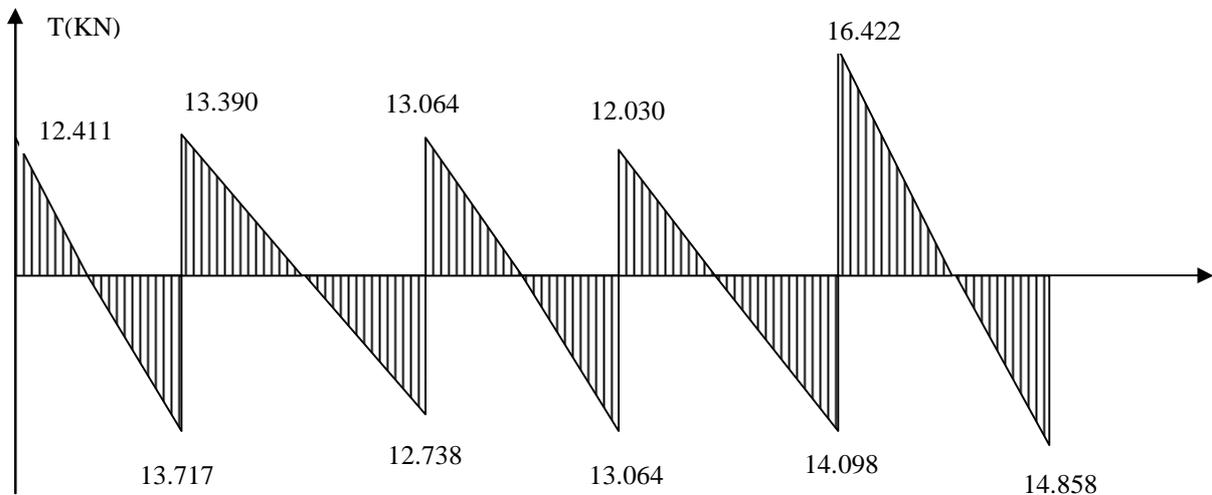


Figure III.17 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.3.3.3 Calcul des armatures à l'ELU

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 11.500 \text{ KN.m}$ et aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 8.309 \text{ KN.m}$.

1) Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

a) En travée

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = bh_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.18 - 0.02) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 11.500 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $(bxh) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$m = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.500 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0.038 \rightarrow b = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{bd(f_e/g_s)} = \frac{11.500 \times 10^5}{0.981 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.87 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A_{st} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.70 \text{ cm}^2$$

a) Sur appuis

$$m = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.309 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.150 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0.150 \rightarrow b = 0.918$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{bd(f_e / g_s)} = \frac{8.309 \times 10^5}{0.918 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales

a) Diamètre des barres (BAEL91/Art A.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$j_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, f_1^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

θ_1^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1.2 cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de Ø8 avec $A_t = 2 \text{ Ø}8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

b) Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 ; 40) = 16.2 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\text{Donc: } \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ f } 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.3.4 Vérifications à l'ELU

1) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2, 1)

$$\text{En travée : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sur appuis : } A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/Art A.5.1, 1)

On doit vérifier que : $t_u \leq \bar{t}_u = \min\left(\frac{0.2}{g_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right)$ «Fissuration peu nuisible »

$$\bar{t}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16.422 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0.76 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art A.5.1, 31)

Ø Sur le béton

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{g_b} \times 0.9d \times b_0 = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{KN}$$

$$T^{\max} = 16.422 \text{KN} < 129.6 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur l'acier

$$A_a \geq \frac{g_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(16.422 - \frac{8.309}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.100 < 0 \Rightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

4) Ancrage des barres (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$t_s = 0.6y^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{f \cdot f_e}{4t_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{cm}$$

$$\text{Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : } L_c = 0.4 \times L_s = 14.11 \text{cm}$$

5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL 91/Art A.6.1, 3)

$$\text{On doit vérifier que : } t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y_s \times f_{t28} = 3.15 \text{MPa}$$

$$t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \text{ avec } \sum U_i = npj = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7.54 \text{cm} : \text{somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.}$$

$$t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{16.422 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.4} = 1.34 \text{MPa}$$

$$t_{se} = 1.34 \text{MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.3.3.5 Calcul à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors pour obtenir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.271}{7.360} = 0.716$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_c (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_c (KN)
A-B	8,301	2,490	4,151	5,744	8,886	-9,821
B-C	8,301	4,151	3,321	5,329	9,587	-9,120
C-D	8,301	3,321	3,321	5,744	9,354	-9,354
D-E	8,301	3,321	5,949	4,532	8,613	-10,094
E-F	11,898	5,949	3,569	8,234	11,758	-10,638

Ø Diagrammes des efforts internes à l'ELS

1) Moments fléchissant

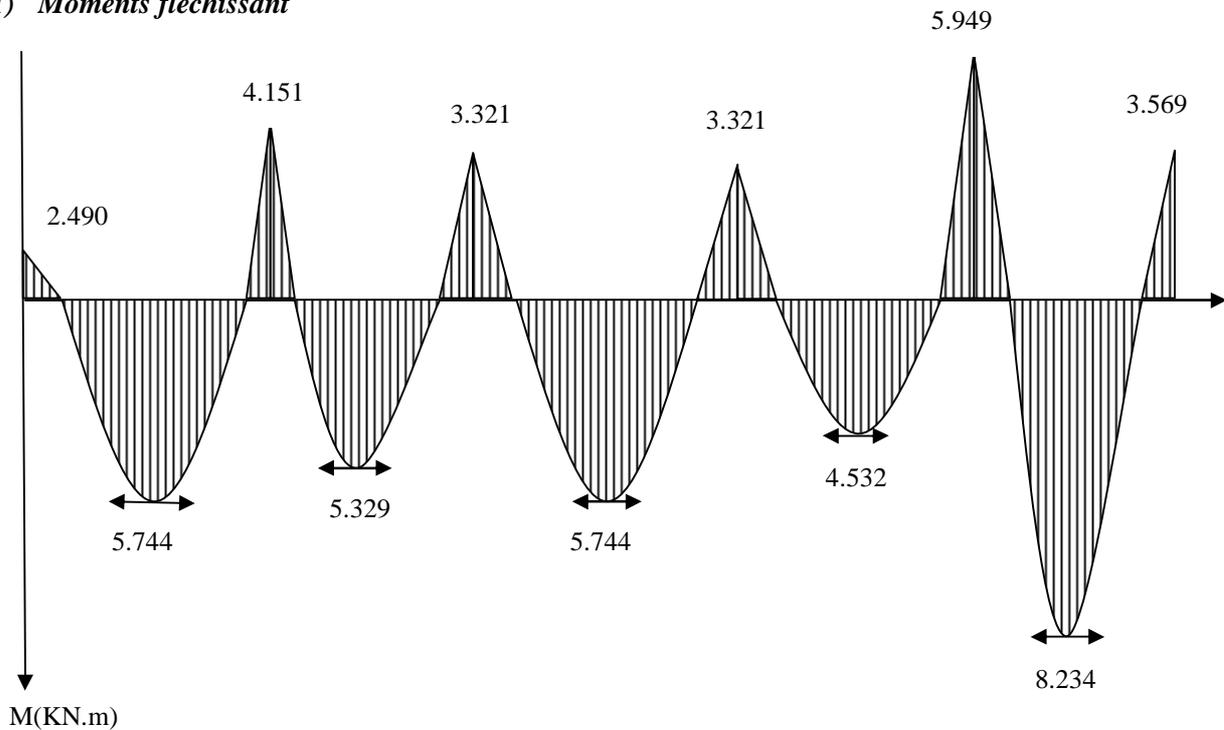


Figure III.18 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

2) Efforts tranchant

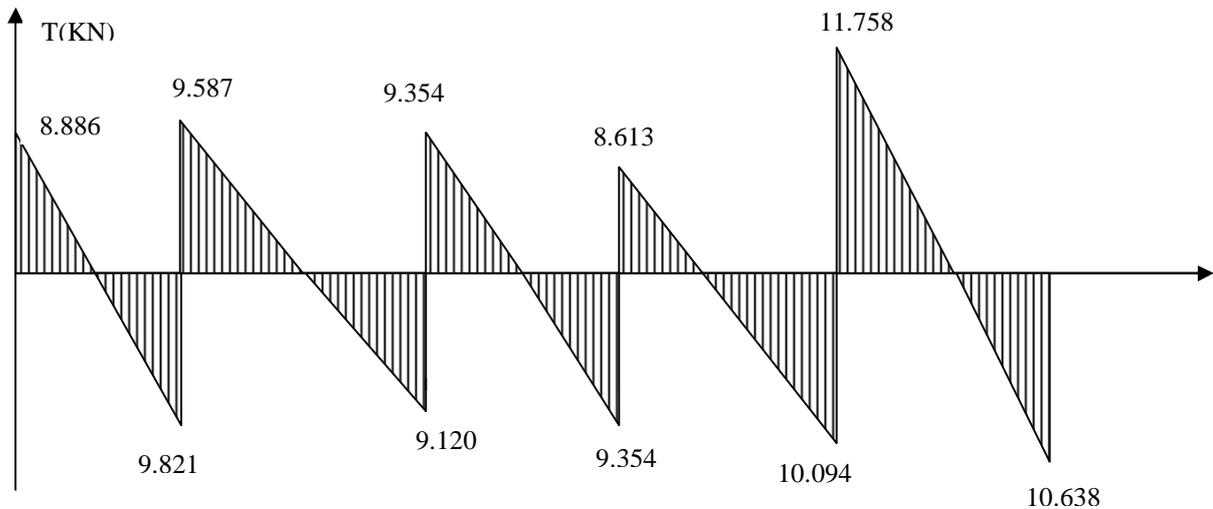


Figure III.19 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.3.3.6 Vérifications à l'ELS

1) Etat limite de résistance à la compression du béton (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que $s_{bc} \leq \overline{s_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$s_{bc} = \frac{S_{St}}{K_1} \text{ avec : } s_{st} = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_{st}}$$

Ø En travée

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.70}{65 \times 18} = 0.23 \Rightarrow b_1 = 0.923 \text{ et } K_1 = 49.93$$

$$s_{st} = \frac{M_t^{\max}}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.234 \times 10^6}{0.923 \times 180 \times 270} = 183.56 MPa$$

$$s_{bc} = \frac{S_{St}}{K_1} = 3.68 MPa < \overline{s_{bc}} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Sur appuis

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.92}{12 \times 18} = 0.88 \Rightarrow b_1 = 0.867 \text{ et } K_1 = 22.59$$

$$s_{st} = \frac{M_a^{\max}}{b_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.949 \times 10^6}{0.867 \times 180 \times 192} = 198.54 MPa$$

$$s_{bc} = \frac{S_{St}}{K_1} = 8.79 MPa < \overline{s_{bc}} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2) *Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3)*

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) *Etat limite de déformation (BAEL91/Art B.6.5, 1)*

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

avec :

- h : hauteur totale du plancher.
- L : portée libre de la poutrelle.
- M_t : moment fléchissant max en travée.
- M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.
- b_0 : largeur de la poutrelle.
- f_e : limite élastique des armatures tendues.
- A_{st} : section d'armatures tendues.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.047 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{8.234}{15 \times 11.898} = 0.046 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.70}{12 \times 18} = 0.0125 \neq \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion : On doit vérifier la flèche.

Ø *Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)*

$$a) f_v = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$b) f_i = \frac{M_t^s L^2}{10 E_i I_{fi}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec

\bar{f} : flèche admissible

L : longueur de la poutre considérée.

M_t^s : moment de service maximal en travée.

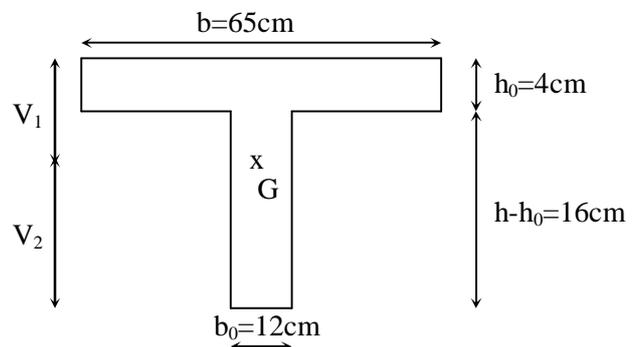


Figure III.20 Section en T.

E_v : module de déformation différée du béton ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

E_i : module de déformation instantanée ;

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_v m}$$

I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

Position de l'axe neutre

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

avec : $S_{xx'}$: moment statique de la section homogène.

B_0 : surface de la section homogénéisée.

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.70 \times 18 = 3553 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + n A_{st} = 12 (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.70 = 492.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = 7.21 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 12.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.21^3 + 12.79^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.21 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.70 \times (12.79 - 2)^2$$

$$I_0 = 20620.57 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$r_1 = 0.23 \Rightarrow b_1 = 0.923$$

$$r = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{2.70}{65 \times 18} = 0.0023$$

$$I_i = \frac{0.05 f_{t28}}{r \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0023 \times \left(2 + 3 \frac{65}{65}\right)} = 9.130$$

$$I_v = \frac{2}{5} I_i = 3.652$$

$$s_{st} = 183.56 \text{ MPa}$$

$$m = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 r s_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0023 \times 183.56 + 2.1} = 0.030$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_v \times m} = \frac{1.1 \times 20620.57}{1 + 3.652 \times 0.030} = 20442.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_i \times m} = \frac{1.1 \times 20620.57}{1 + 9.130 \times 0.030} = 17805.66 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{8.234 \times 10^6 (4250)^2}{10 \times 32164.2 \times 17805.66 \times 10^4} = 2.60 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.5 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{8.234 \times 10^6 (4250)^2}{10 \times 10818.87 \times 20442.90 \times 10^4} = 6.72 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.5 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

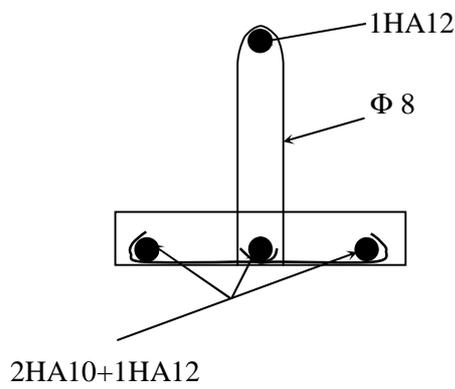


Figure III.21 Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau de la travée.

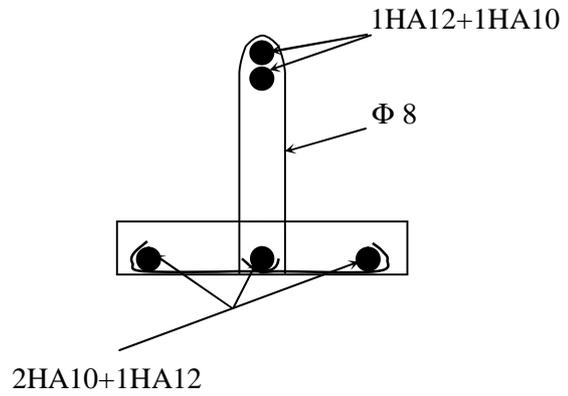


Figure III.22 Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis.

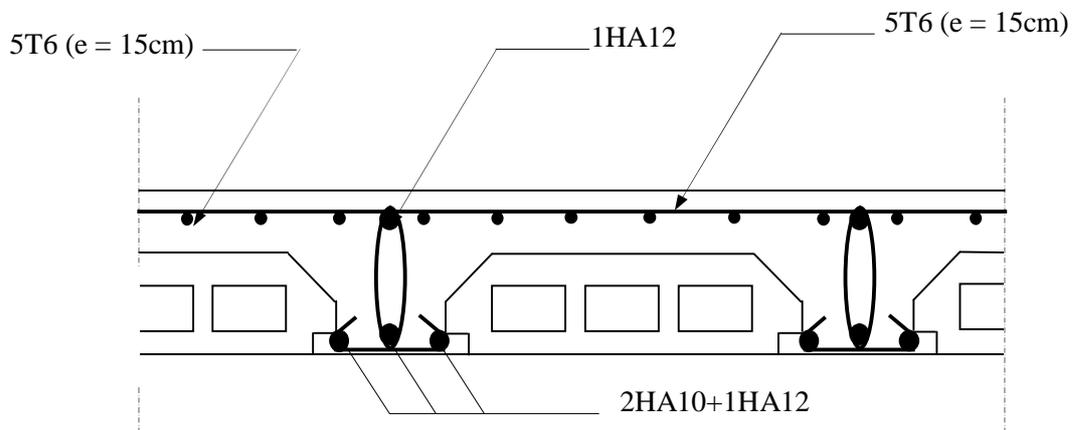


Figure III.23 Plan de ferrailage du plancher étage courant à usage administratif et commercial.

II.3.4 Etude du plancher d'étage courant à usage d'habitation

III.3.4.1 Choix de la méthode de calcul

A. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.3.4.2 Calcul à l'ELU

a. Charge reprise par la poutrelle

$$q_u = 6.385 \text{ KN/ml.}$$

b. Rapport de charges

$$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{5.61+1.5} = 0.211$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3a = 1.063 \\ \frac{1.2 + 0.3a}{2} = 0.632 \\ \frac{1 + 0.3a}{2} = 0.532 \end{array} \right.$$

c. Calcul des moments isostatiques

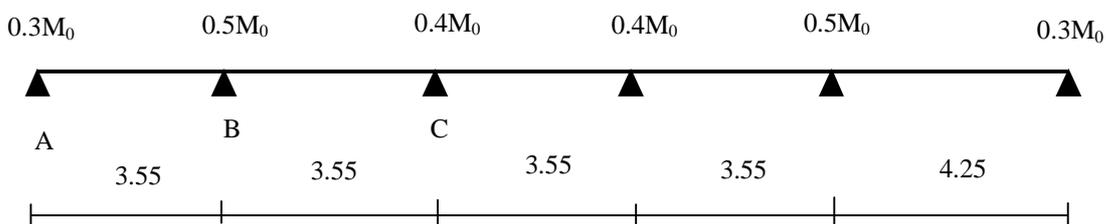


Figure III.24 Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.385 \times (3.55)^2}{8} = 10.058 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.385 \times (4.25)^2}{8} = 14.416 \text{ KN.m}$$

d. Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = 3.017 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 0.5 M_{0AB} = 5.029 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_D = 0.4 M_{0CD} = 4.023 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = 0.5 M_{0EF} = 7.208 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = 0.3 M_{0EF} = 4.325 \text{ KN.m.}$$

*e. Calcul des moments en travées**Travée de rive*

$$3) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3a)M_0 \text{ et } (1 + 0.3a)M_0 \geq 1.05M_0$$

$$4) M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3a}{2}\right)M_0$$

Travée intermédiaire

$$3) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3a)M_0 \text{ et } (1 + 0.3a)M_0 \geq 1.05M_0$$

$$4) M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3a}{2}\right)M_0$$

f. Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = q(x) - q_u \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec} \quad q(x) = \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	10,058	3,017	5,029	6,669	10,766	-11,9
B-C	10,058	5,029	4,023	6,166	11,616	-11,05
C-D	10,058	4,023	4,023	6,669	11,333	-11,333
D-E	10,058	4,023	7,208	5,351	10,436	-12,23
E-F	14,416	7,208	4,325	9,558	14,246	-12,9

g. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

1) Moments fléchissant

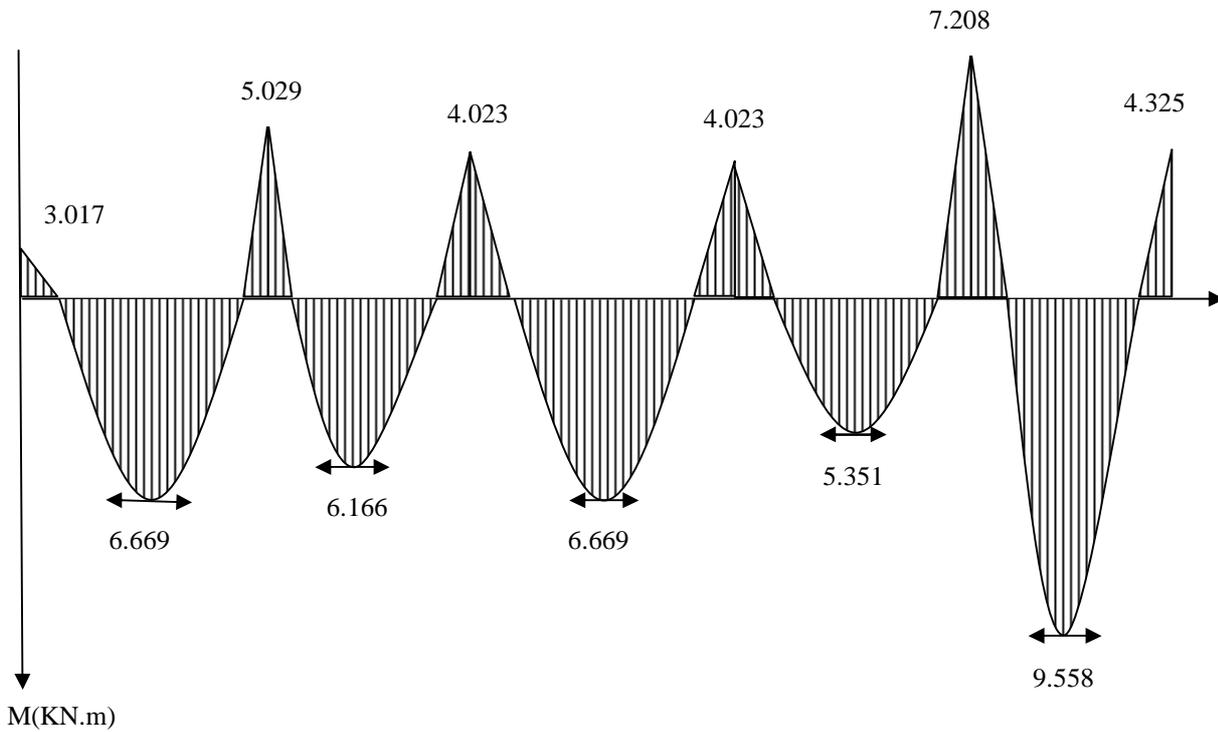


Figure III.25 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

2) Efforts tranchant

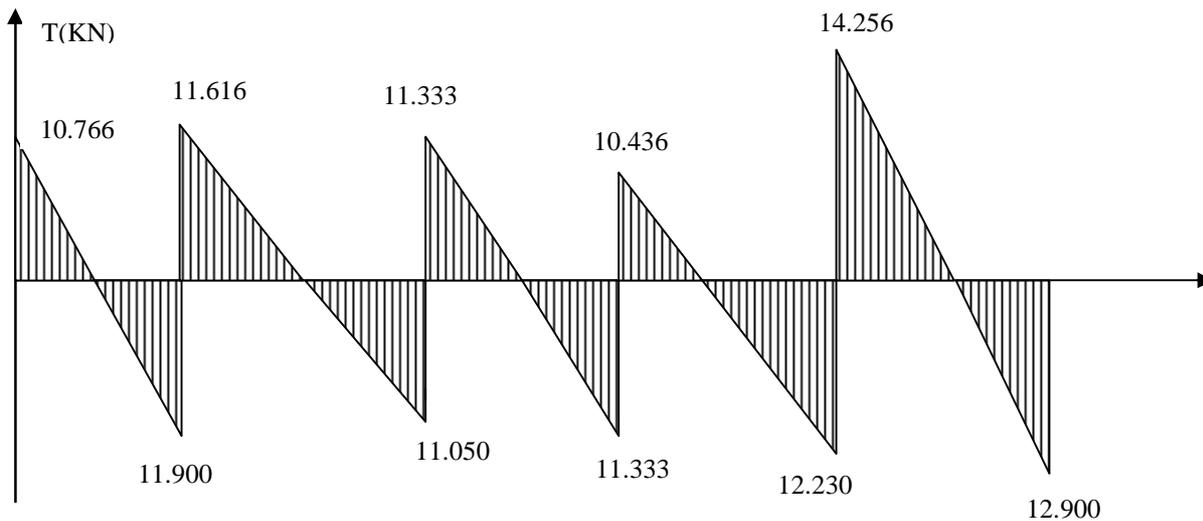


Figure III.26 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III.3.4.3 Calcul des armatures à l'ELU

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 9.558KN.m$ et aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 7.208KN.m$.

1) Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en T.

a) En travée

Le moment équilibré par la table de compression $M_0 = 59.072 MPa$

$M_t^{\max} = 9.558 KN.m < M_0 = 59.072 KN.m \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $(bxh) = (65 \times 20) cm^2$.

$$m = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.558 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$m = 0.032 \rightarrow b = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{bd(f_e / g_s)} = \frac{9.558 \times 10^5}{0.984 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.55 cm^2 \text{ Soit : } A_{st} = 3HA10 = 2.35 cm^2$$

b) Sur appuis

$$m = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.208 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.130 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$m = 0.130 \rightarrow b = 0.930$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{bd(f_e / g_s)} = \frac{7.208 \times 10^5}{0.930 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.24 cm^2 \text{ Soit : } A_a = 2HA10 = 1.57 cm^2$$

2) Armatures transversales

a) Diamètre des barres (BAEL91/Art A.7.2.2)

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, f_1^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\} = 0.57 cm$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de Ø8 avec $A_t = 2 \text{ Ø}8 = 1.01 cm^2$.

b) Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40cm) = \min(16.2 ; 40) = 16.2 cm ; \text{ Soit } S_t = 15 cm$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 MPa$

$$\text{Donc : } \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ f } 0.4 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.4.4 Vérifications à l'ELU

1) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2, 1)

En travée : $A_{st} = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.413\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sur appuis : $A_a = 1.57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/Art A.5.1, 1)

$$t_u \leq \bar{t}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.256 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.66\text{MPa}$$

$t_u = 0.66\text{MPa} < \bar{t}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art A.5.1, 31)

Ø Sur le béton

$$T^{\max} = 14.256\text{KN} < 129.6\text{KN} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

Ø Sur l'acier

$A_a \geq \frac{g_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(14.256 - \frac{7.208}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.087 < 0 \Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

4) Ancrage des barres (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$t_s = 2.835\text{MPa}$$

Longueur de scellement droit : $L_s = 35.27\text{cm}$

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $L_c = 0.4 \times L_s = 14.11\text{cm}$

5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL 91/Art A.6.1, 3)

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = 3.15\text{MPa}$$

$$t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \text{ avec } \sum U_i = npf = 2 \times 3.14 \times 1 = 6.28\text{cm}$$

$$t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.256 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.40\text{MPa}$$

$t_{se} = 1.40\text{MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.3.4.5 Calcul à l'ELS

On multiplie les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.621}{6.385} = 0.724$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_c (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	7,282	2,184	3,641	4,828	7,795	-8,616
B-C	7,282	3,641	2,913	4,464	8,410	-8,000
C-D	7,282	2,913	2,913	4,828	8,205	-8,205
D-E	7,282	2,913	5,219	3,874	7,556	-8,855
E-F	10,437	5,219	3,131	6,920	10,314	-9,340

▼ Diagrammes des efforts internes à l'ELS

1) Moments fléchissant

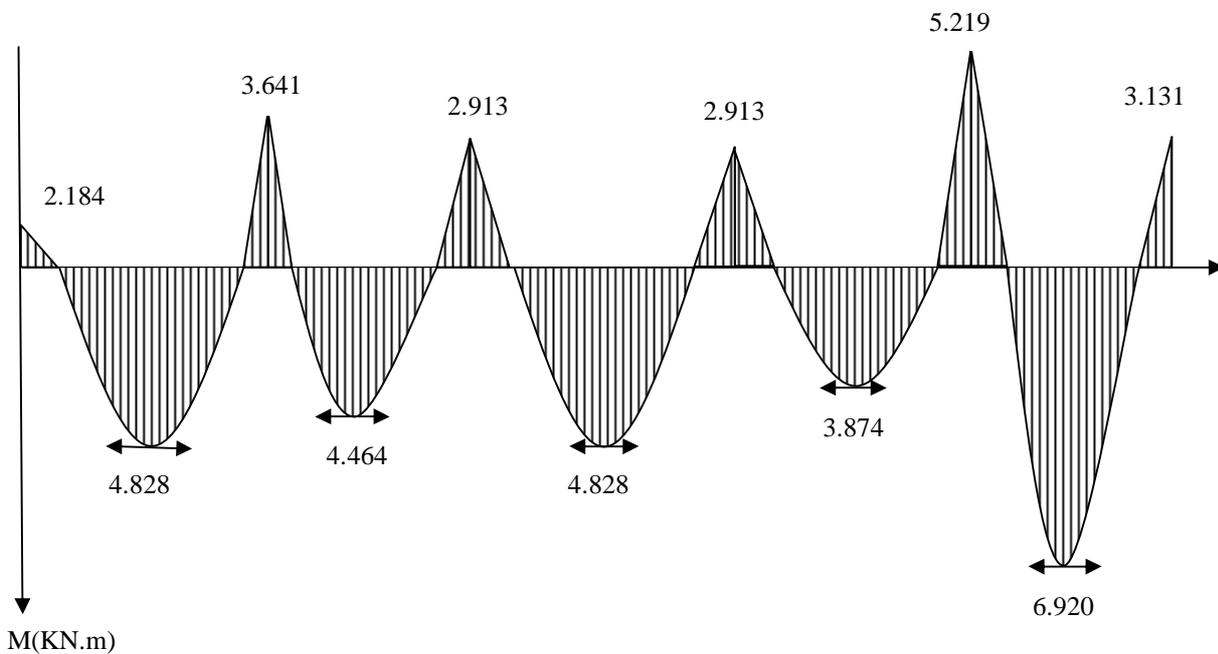


Figure III.27 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

2) Efforts tranchant

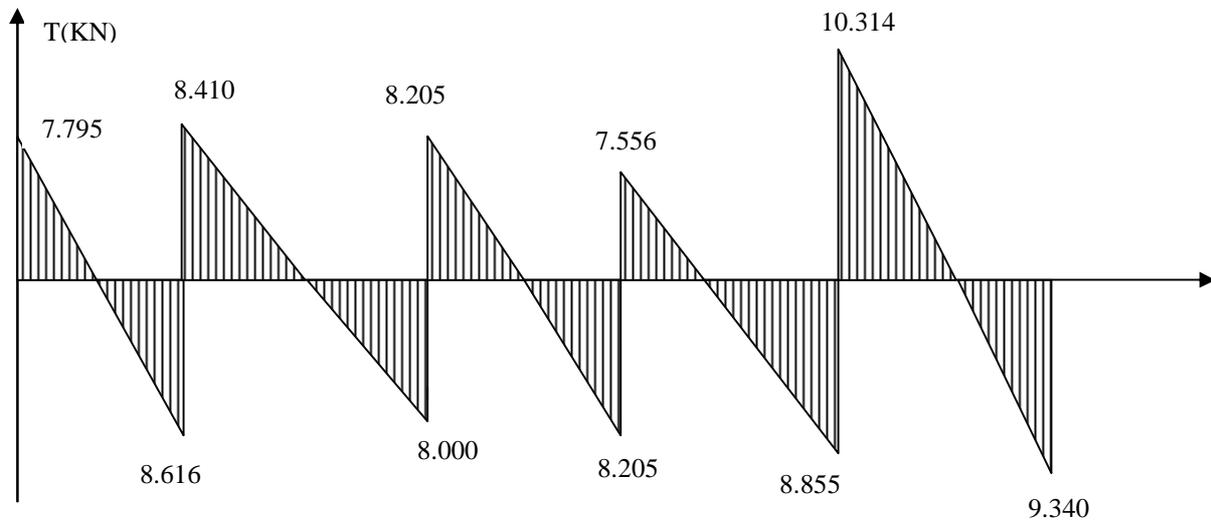


Figure III.28 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.3.4.6 Vérifications à l'ELS

1) Etat limite de résistance à la compression du béton (BAEL91/Art A.4.5, 2) $s_{bc} \leq \overline{s_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$s_{bc} = \frac{s_{st}}{K_1} \text{ avec : } s_{st} = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_{st}}$$

Ø En travée

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.20 \Rightarrow b_1 = 0.927 \text{ et } K_1 = 53.49$$

$$s_{st} = \frac{M_t^{\max}}{b_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{6.920 \times 10^6}{0.927 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 176.48 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_{st}}{K_1} = 3.30 \text{ MPa} < \overline{s_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Sur appuis

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73 \Rightarrow b_1 = 0.876 \text{ et } K_1 = 25.32$$

$$s_{st} = \frac{M_a^{\max}}{b_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.219 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 210.82 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_{st}}{K_1} = 8.33 \text{ MPa} < \overline{s_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2) *Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3)*

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) *Etat limite de déformation (BAEL91/Art B.6.5, 1)*

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.047 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{6.920}{15 \times 10.437} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \mathbf{f} \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion : On doit vérifier la flèche.

Ø Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + n A_{st} = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = 7.10 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$r_1 = 0.20 \Rightarrow b_1 = 0.927$$

$$r = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{2.35}{65 \times 18} = 0.0020$$

$$I_i = \frac{0.05 f_{t28}}{r \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0020 \times \left(2 + 3 \frac{65}{65}\right)} = 10.500$$

$$I_v = \frac{2}{5} I_i = 4.200$$

$$s_{st} = 176.48 \text{ MPa}$$

$$m = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 r s_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0020 \times 176.48 + 2.1} = -0.046 \Rightarrow m = 0$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_v \times m} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 4.179 \times 0} = 22003.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_i \times m} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 10.448 \times 0} = 22003.56 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{6.920 \times 10^6 (4250)^2}{10 \times 32164.2 \times 22003.56 \times 10^4} = 1.77 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.5 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{6.920 \times 10^6 (4250)^2}{10 \times 10818.87 \times 22003.56 \times 10^4} = 5.25 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.5 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

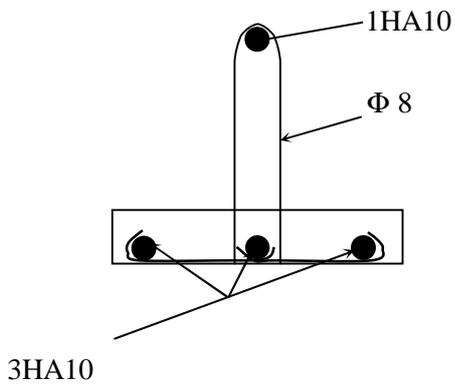


Figure III.29 Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau de la travée.

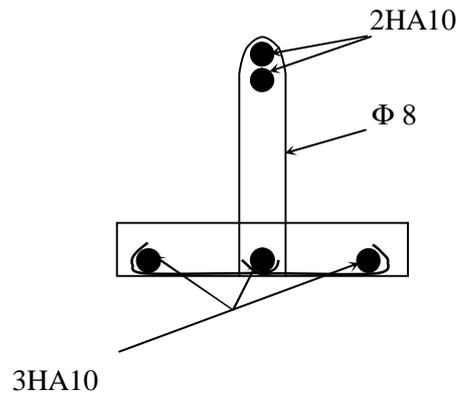


Figure III.30 Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis.

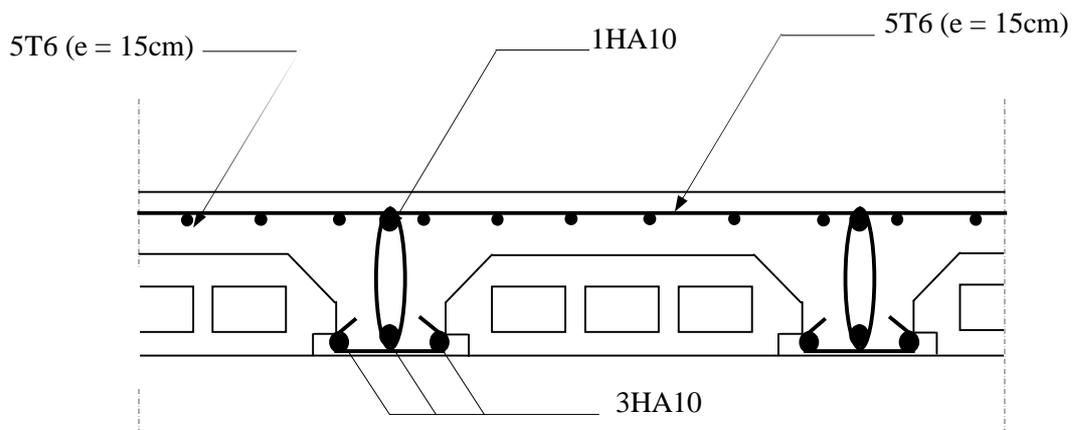


Figure III.31 Plan de ferrailage du plancher étage courant à usage d'habitation.

III.4 Calcul des escaliers

III.4.1 Définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Notre bâtiment comporte 02 cages d'escaliers de même type (escalier à 03 volées) et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.4.2 Terminologie

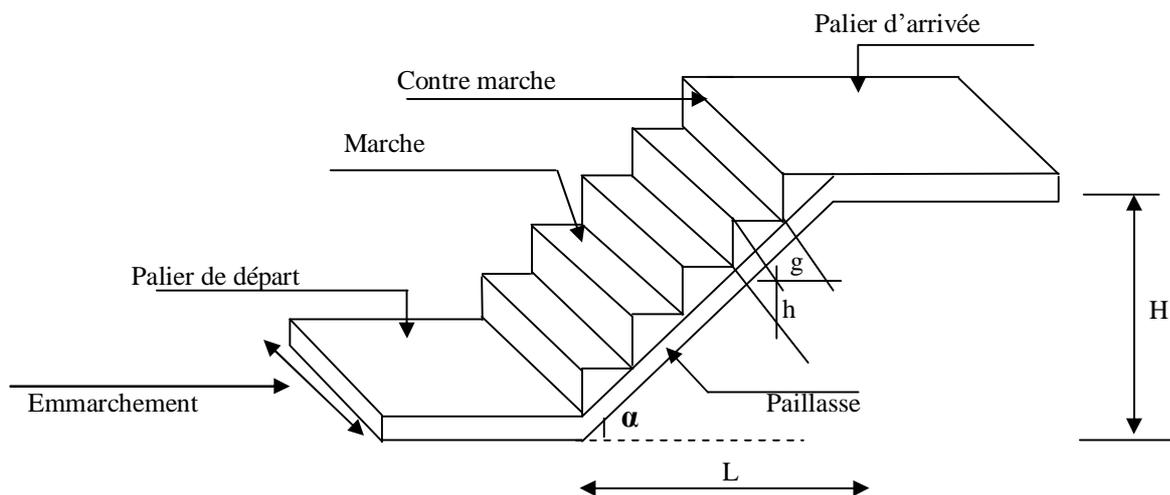


Figure III.32 Constituants d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.4.3 Prédimensionnement de l'escalier de service (menant du sous sol au 1^{er} étage)

- **Calcul du nombre de marches et contre marches**

$$13\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{cm}$.

Soit n le nombre de contre marches et m le nombre de marches :

$$H = 340\text{cm} ; h = 17\text{cm}$$

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \Rightarrow n = 20$ contre marches.

Les 20 contre marches seront réparties de la manière suivante :

§ **Volée 1 et 3** : $n = 9$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 8$ marches.

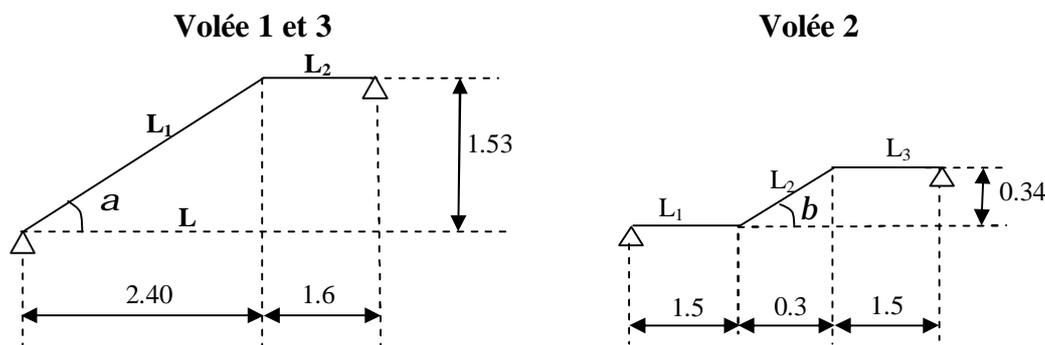
§ **Volée 2** : $n = 2$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 1$ marche.

- **Loi de BLONDEL**

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier plus confortable : $60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$

Pour $h = 17\text{cm}$; on aura : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$ donc on prend $g = 30\text{cm}$.

Nous allons étudier 02 volées comme représenté dans les schémas suivants :



III.4.3.1 Etude des volées 1 et 3

1. Dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur doit vérifier : $\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

$$\text{tga} = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow a \approx 32.52^\circ$$

$$\cos a = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos a} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63\text{cm}$$

Longueur réelle de la paillasse : $L' = L_1 + L_2 = 284.63 + 160 = 444.63\text{cm}$

$$\text{D'où : } \frac{444.63}{30} \leq e_p \leq \frac{444.63}{20}$$

$14.821 \leq e_p \leq 22.232 \Rightarrow$ On adopte une épaisseur $e_p = 20\text{cm}$

Nous adaptons la même épaisseur pour le palier.

2. Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la celle-ci, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes

Ø Palier

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/ml)	G (KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.03	22	0.66
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
Dalle en béton	0.20	25	5.00
			G_{TOTALE}=6.86KN/ml

Ø Volée

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/ml)	G (KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.03	22	0.66
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
Marches	/	25	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Paillasse	0.20	25	$25 \times \frac{0.20}{\cos a} = 5.93$
Garde corps	/	/	0.20
			G_{TOTALE}=10.115KN/ml

b) Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par la DTR B.C.2.2 :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5\text{KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : 1.35G + 1.5Q (KN/ml)	ELS : G+Q (KN/ml)
Palier	13.011	9.360
Volée	17.405	12.615

4. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

Ø Réactions d'appuis

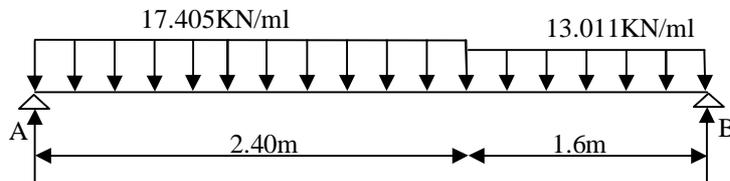


Figure III.33 Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELU.

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 17.405 \times 2.40 + 13.011 \times 1.6 = 62.590 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0$$

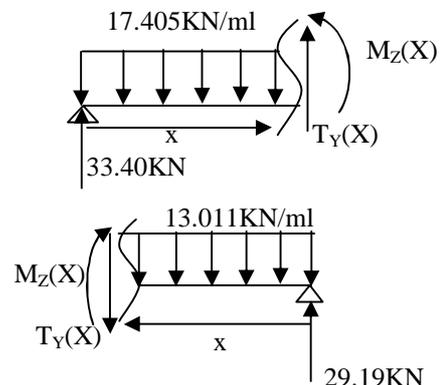
$$R_B (1.6 + 2.4) - 13.011 \times 1.6 \times \left(\frac{1.6}{2} + 2.40 \right) - 17.405 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 29.19 \text{KN} \text{ et } R_A = 33.40 \text{KN}$$

Ø Efforts internes

∨ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 2.4 (de gauche)	17.405x - 33.40	0	-33.40
		2.4	8.37
0 ≤ x ≤ 1.6 (de droite)	-13.011x + 29.19	0	29.19
		1.6	8.37



▼ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.4 (de gauche)	33.40x - 17.405 × $\frac{x^2}{2}$	0	0
		2.4	30.04
0 ≤ x ≤ 1.6 (de droite)	29.19x - 13.011 × $\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.6	30.04

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 17.405x - 33.40 = 0 \Rightarrow x = 1.92 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 33.40(1.92) - 17.405 \times \left(\frac{1.92^2}{2} \right) = 32.05 \text{ KNm}$$

$$M_z^{\max} = 32.05 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0.85 M_0 \text{ et } M_a = -0.3 M_0$$

$$\text{Donc : } M_t = 27.24 \text{ KN.m et } M_a = -9.615 \text{ KN.m}$$

Ø Diagrammes des efforts internes

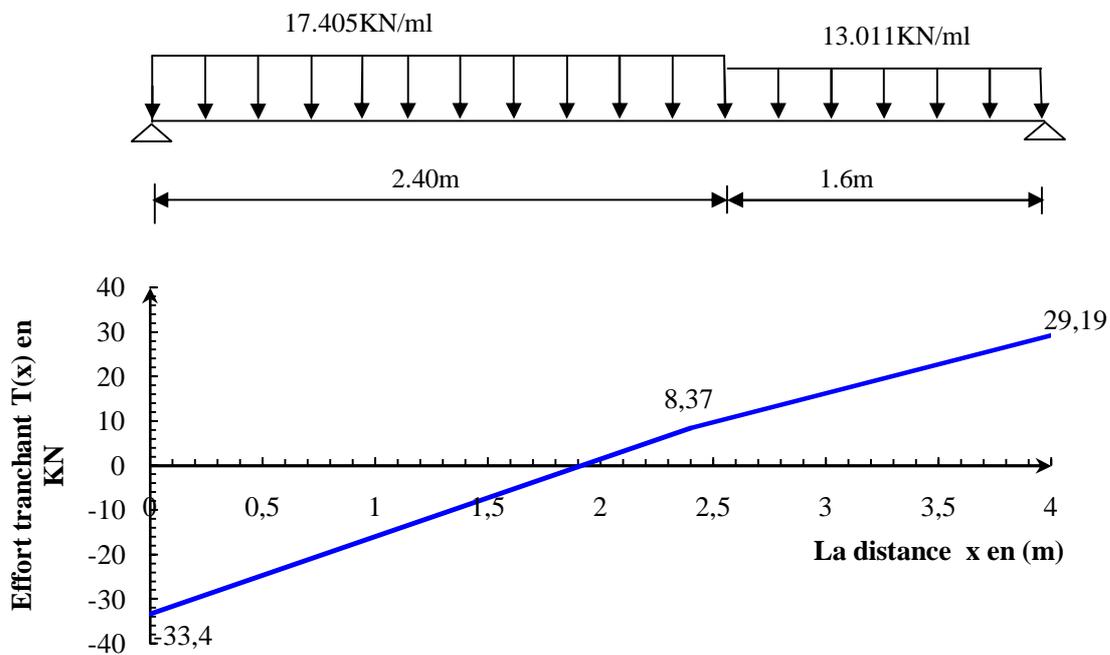


Figure III.34 Diagramme des efforts tranchant des volées 1 et 3 à l'ELU.

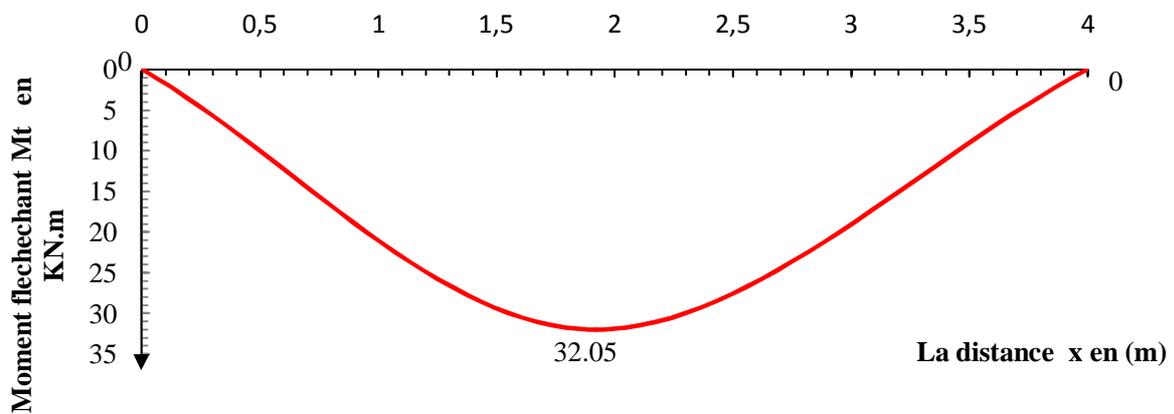


Figure III.35 Diagramme du moment isostatique des volées 1 et 3 à l'ELU.

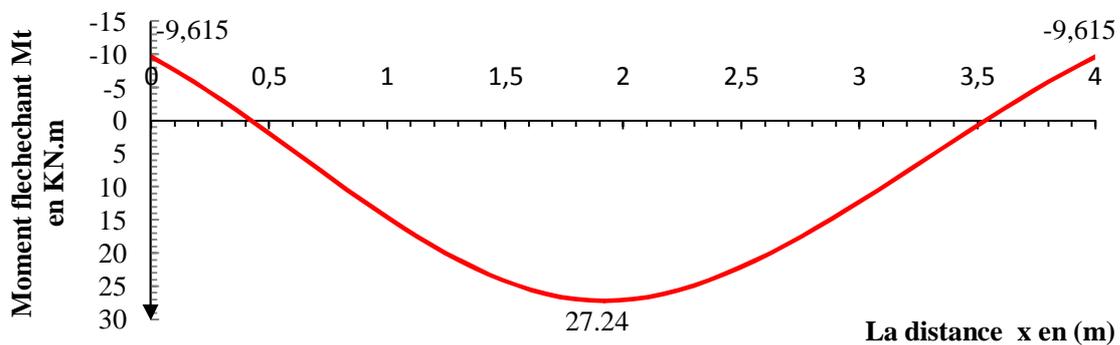


Figure III.36 Diagramme du moment fléchissant des volées 1 et 3 à l'ELU.

5. Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

Ø Réactions d'appuis

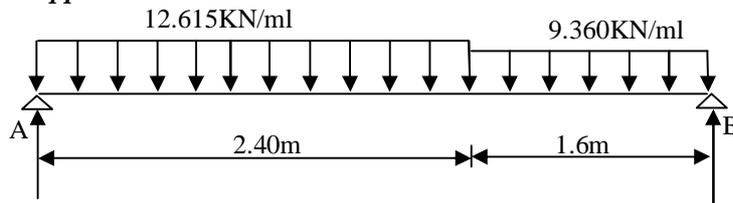


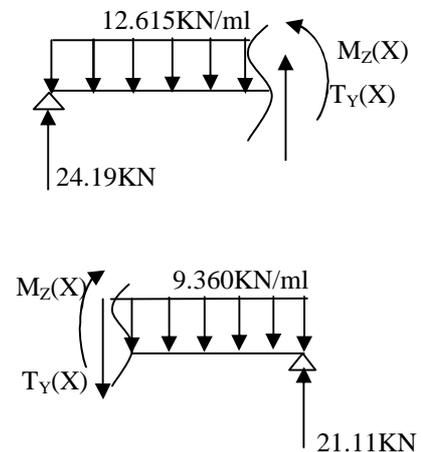
Figure III.37 Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELS.

$R_A = 24.19KN$ et $R_B = 21.06KN$

Ø Efforts internes

✓ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 2.4$ (de gauche)	$12.615x - 24.19$	0	-24.19
		2.4	6.08
$0 \leq x \leq 1.6$ (de droite)	$-9.36x + 21.06$	0	21.06
		1.6	6.08



✓ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$ (de gauche)	$24.19x - 12.615 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		2.4	21.72
$0 \leq x \leq 1.6$ (de droite)	$21.06x - 9.36 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.6	21.72

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$T_y = 0 \Rightarrow 12.615x - 24.19 = 0 \Rightarrow x = 1.92 m$

Donc : $M_z^{\max} = 24.19(1.92) - 12.615 \times \left(\frac{1.92^2}{2} \right) = 23.19 KNm$

$M_z^{\max} = 23.19 KN.m$

Remarque :

En tenant compte des semi-encastremets : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

Donc : $M_t = 19.71KN.m$ et $M_a = -6.957KN.m$

Ø Diagrammes des efforts internes

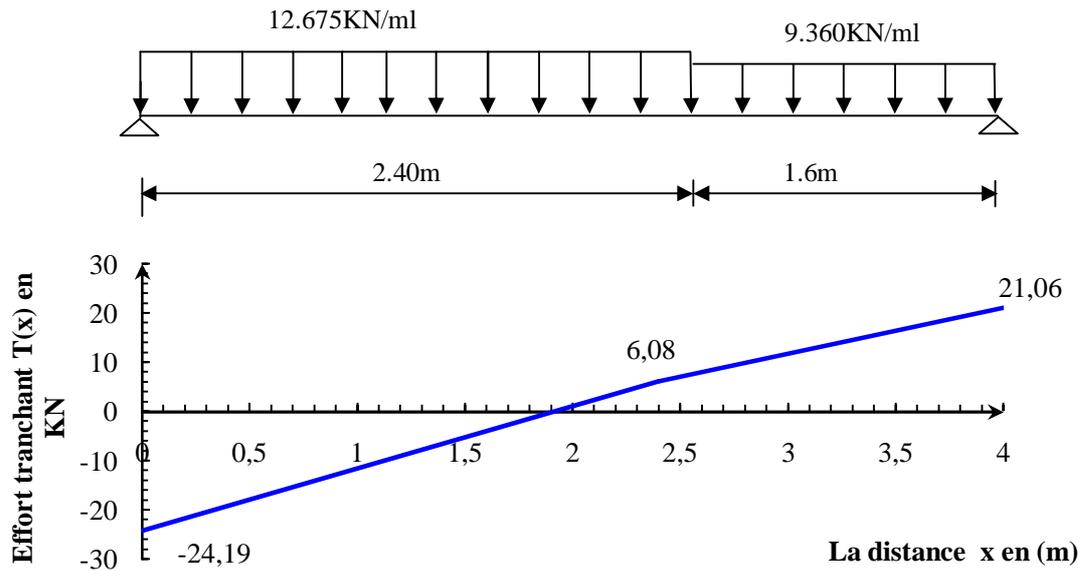


Figure III.38 Diagramme des efforts tranchant des volées 1 et 3 à l'ELS.

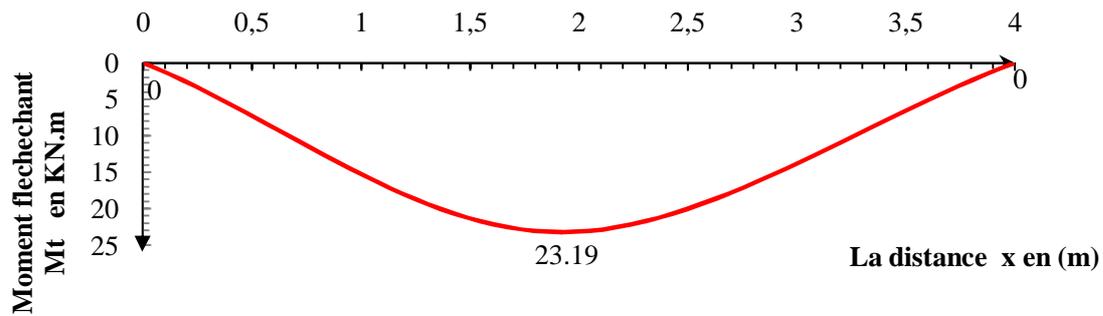


Figure III.39 Diagramme du moment isostatique des volées 1 et 3 à l'ELS.

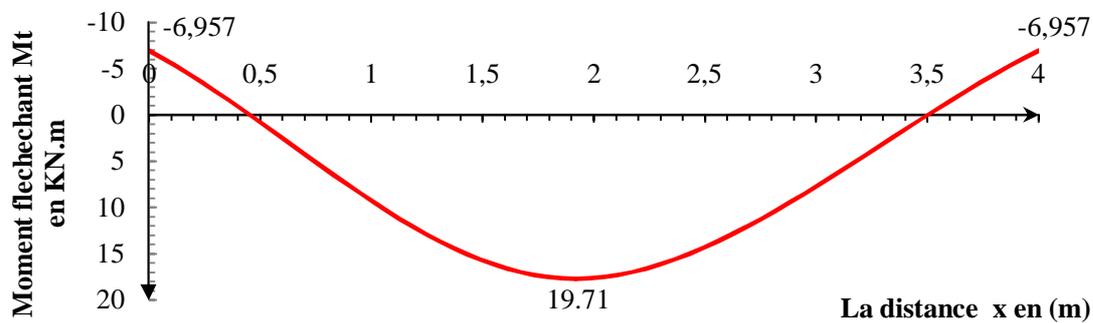


Figure III.40 Diagramme du moment fléchissant des volées 1 et 3 à l'ELS.

III.4.3.2 Etude de la volée 2

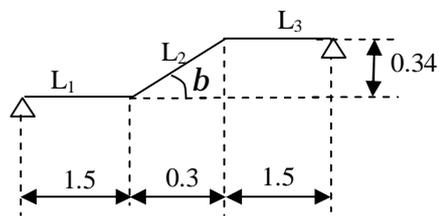


Figure III.41 Schéma statique de la volée 2.

1. Dimensionnement de la pailleasse

L'épaisseur doit vérifier : $\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

$$tg b = \frac{H}{L} = \frac{34}{30} = 1.133 \Rightarrow b \approx 48.6^\circ$$

$$\cos b = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos a} = \frac{30}{\cos 48.6} = 45.4 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la pailleasse : $L' = L_1 + L_2 + L_3 = 150 + 45.4 + 150 = 345.4 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{345}{30} \leq e_p \leq \frac{345.4}{20}$$

$11.5 \leq e_p \leq 17.25 \Rightarrow$ On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

2. Détermination des charges et surcharges

a) Charges permanentes

Ø Palier

$$G_{\text{TOTALE}} = 5.61 \text{ KN/ml}$$

Ø Volée

$$G_{\text{TOTALE}} = 9.86 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharges d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : 1.35G + 1.5Q (KN/ml)	ELS : G+Q (KN/ml)
Palier	11.324	8.110
Volée	17.061	12.360

4. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

Ø Réactions d'appuis

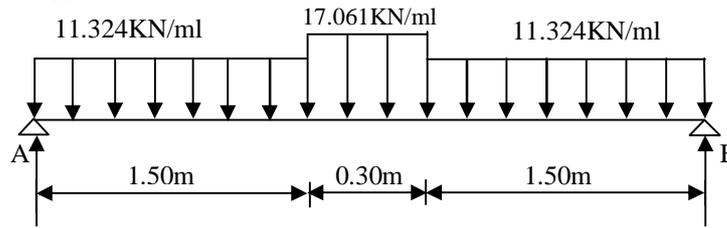


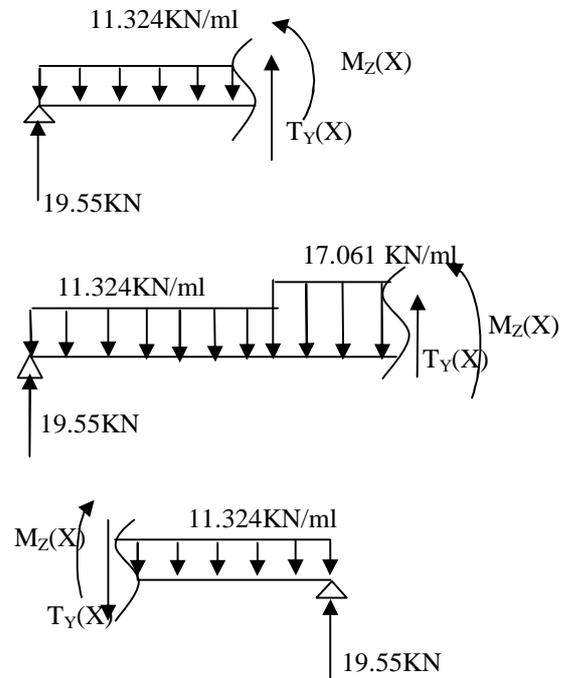
Figure III.42 Schéma statique de la voée 2 à l'ELU.

$R_A = 19.55\text{KN}$ et $R_B = 19.55\text{KN}$

Ø Efforts internes

✓ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$11.324x - 19.55$	0	-19.55
		1.5	-2.564
$1.5 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$17.061x - 28.15$	1.5	-2.564
		1.8	2.564
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$-11.324x + 19.55$	0	19.55
		1.5	2.564



✓ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$19.55x - 11.324 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	16.58
$1.5 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$-8.53x^2 + 28.15x - 6.45$	1.5	16.58
		1.8	16.58
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$19.55x - 11.324 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	16.58

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 17.061x - 28.15 = 0 \Rightarrow x = 1.65m$$

Donc : $M_z^{\max} = -8.53(1.65)^2 + 28.15(1.65) - 6.45 = 16.77 KNm$

$$M_z^{\max} = 16.77 KN.m$$

Remarque : En tenant compte des semi-encastremets : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

Donc : $M_t = 14.25 KN.m$ et $M_a = -5.031 KN.m$

Ø Diagrammes des efforts internes

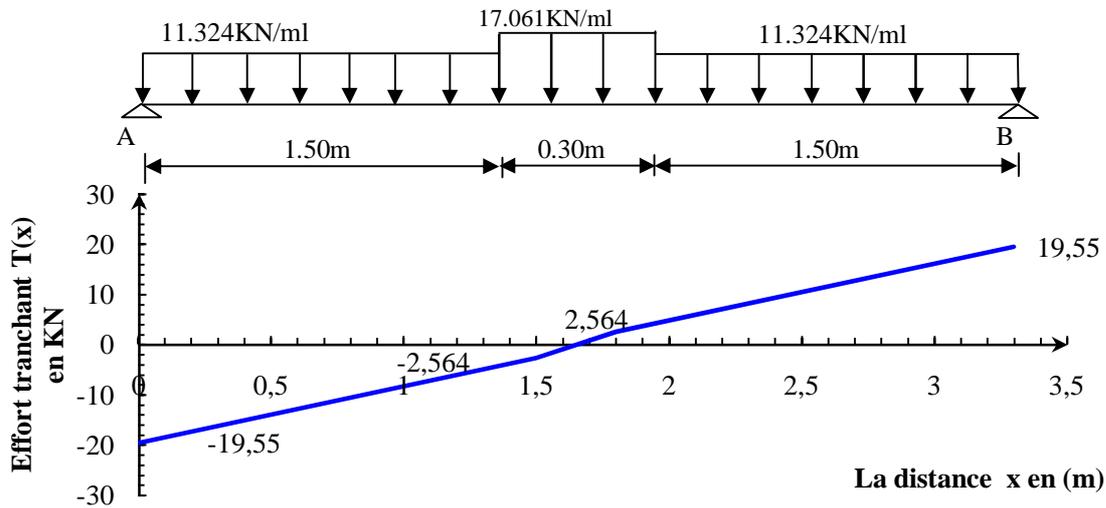


Figure III.43 Diagramme des efforts tranchant de la volée 2 à l'ELU.

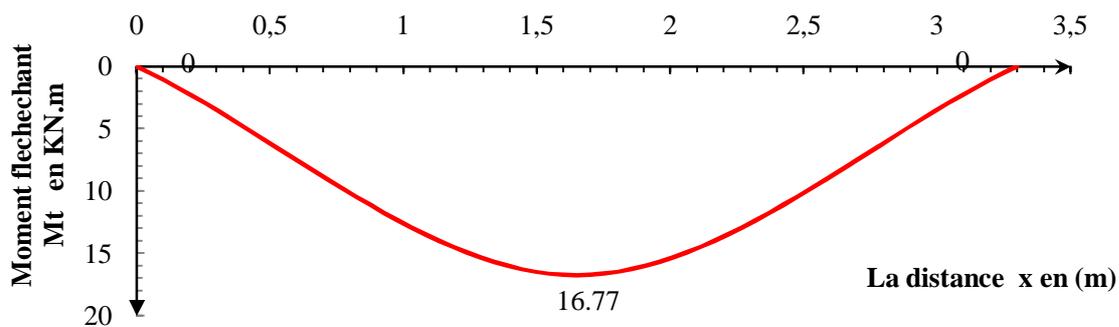


Figure III.44 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELU.

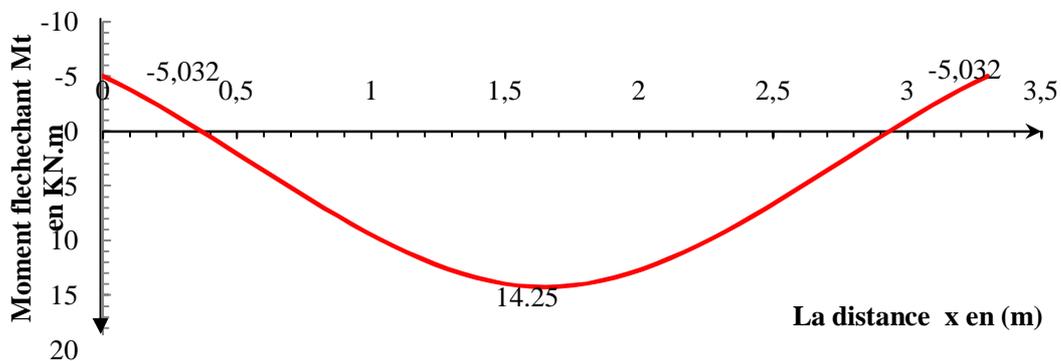


Figure III.45 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELU.

5. Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

Ø Réactions d'appuis

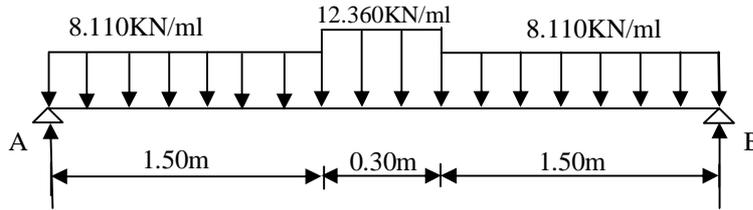


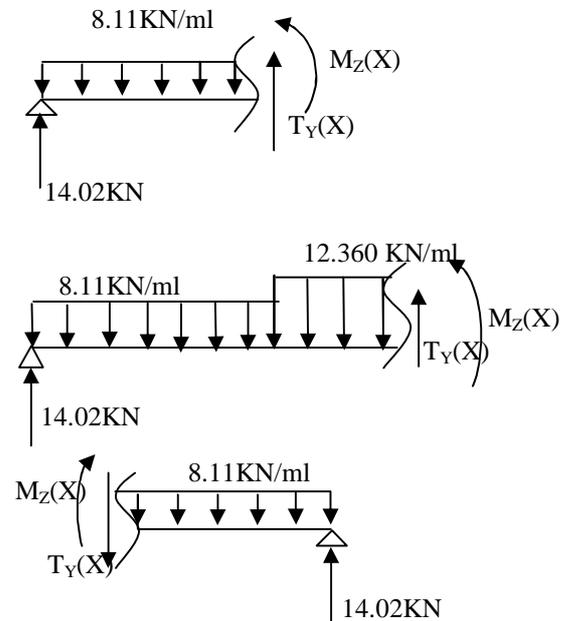
Figure III.46 Schéma statique de la volée 2 à l'ELS.

$R_A = 14.02\text{KN}$ et $R_B = 14.02\text{KN}$

Ø Efforts internes

∨ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$8.11x - 14.02$	0	-14.02
		1.5	-1.86
$1.5 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$12.360x - 20.40$	1.5	-1.86
		1.8	1.86
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$-8.11x + 14.02$	0	14.02
		1.5	1.86



∨ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$14.02x - 8.11 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	11.91
$1.5 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$-6.18x^2 + 20.4x - 4.78$	1.5	11.91
		1.8	11.91
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$14.02x - 8.11 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	11.91

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 12.360x - 20.40 = 0 \Rightarrow x = 1.65m$$

Donc : $M_z^{\max} = -6.18(1.65)^2 + 20.4(1.65) - 4.78 = 12.05 KNm$

$$M_z^{\max} = 12.05 KN.m$$

En tenant compte des semi-encastres : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

Donc : $M_t = 10.24 KN.m$ et $M_a = -3.615 KN.m$

Ø Diagrammes des efforts internes

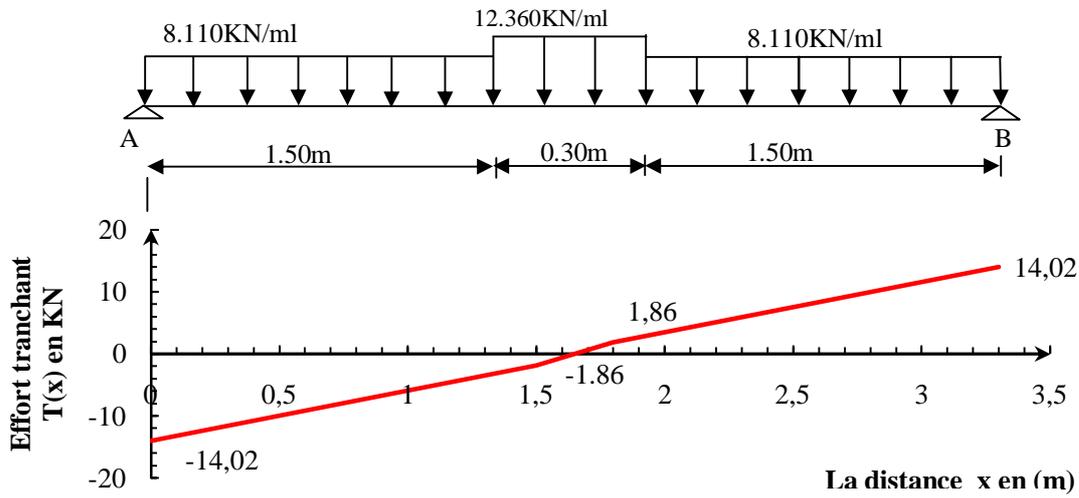


Figure III.47 Diagramme des efforts tranchant de la volée 2 à l'ELS.

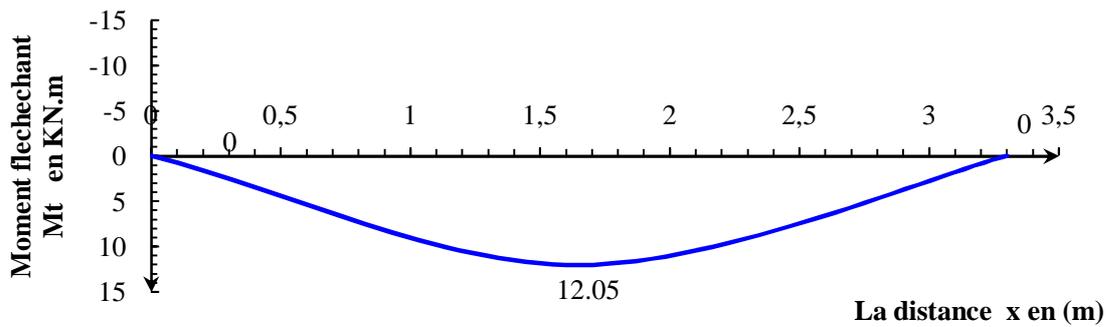


Figure III.48 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELS.

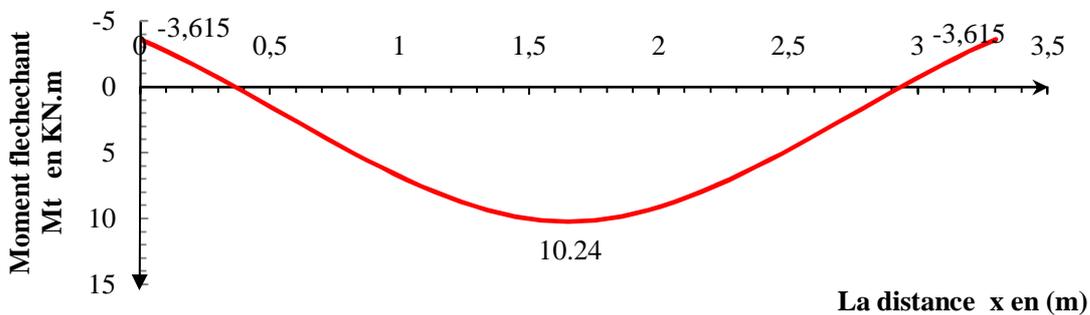


Figure III.49 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELS.

III.4.3.3 Ferrailage

• Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, avec :

• Volée 1 et 3 : $h = 20\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$.

• Volée 2 : $h = 15\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$.

		Volée 1 et 3		Volée 2	
		En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis
ARMATURES PRINCIPALES	M_u (KN)	27.24	9.615	14.25	5.031
	$m_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$	0.060	0.020	0.059	0.020
	b	0.969	0.990	0.969	0.990
	$A_s = \frac{M_u}{bd s_{st}}$ (cm ²)	4.49	1.56	3.25	1.12
	A_s adoptée (cm ²)	6HA14=9.24	4HA10=3.14	6HA14=9.24	4HA10=3.14
	St (cm)	15	25	15	25
ARMATURES DE REPARTITION	$A_R = \frac{A_p}{4}$ (cm ²)	2.31	0.78	2.31	0.785
	A_s adoptée (cm ²)	6HA10=4.71	4HA8=2.01	6HA10=4.71	4HA8=2.01
	St (cm)	15	25	15	25

a. Vérifications à l'ELU

1) Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91)

Volée 1 et 3 : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2$

§ Aux appuis : $A_a = 3.14\text{cm}^2 > 2.17\text{cm}^2$
 § En travée : $A_t = 9.24\text{cm}^2 > 2.17\text{cm}^2$ } Condition vérifiée.

Volée 2 : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$

§ Aux appuis : $A_a = 3.14\text{cm}^2 > 1.57\text{cm}^2$
 § En travée : $A_t = 9.24\text{cm}^2 > 1.57\text{cm}^2$ } Condition vérifiée.

2) Répartition des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

a) Armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$.

§ Appuis : $S_t = 25cm < 33cm$
 § Travée : $S_t = 15cm < 33cm$ } Condition vérifiée.

b) Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$.

§ Appuis : $S_t = 25cm < 33cm$
 § Travée : $S_t = 15cm < 33cm$ } Condition vérifiée.

3) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.20}{g_b} f_{c28}, 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

avec T_u : effort tranchant maximal.

$$\ddot{u} \text{ Volée 1 et 3 : } t_u = \frac{33.40 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.186MPa < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\ddot{u} \text{ Volée 2 : } t_u = \frac{19.55 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.15MPa < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se} = y_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

 y_s : Coefficient de scellement pris à 1.5 pour les aciers HA $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum U_i = n \times p \times f = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6mm$$

$$\ddot{u} \text{ Volée 1 et 3 : } t_{se} = \frac{33.40 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.64MPa < \bar{t}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\ddot{u} \text{ Volée 2 : } t_{se} = \frac{19.55 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.33MPa < \bar{t}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5) Ancrage des barres aux appuis

Ø Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4t_s} \quad \text{avec } t_s = 0.6y_s^2 f_{t28} = 284MPa$$

$$\ddot{u} \text{ Volée 1, 2 et 3 : } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.2cm$$

On prend $L_s = 35\text{cm}$.

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 35 = 14\text{cm}.$$

6) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

Ø Influence sur le béton

ü Volée 1 et 3

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{g_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left(\frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 18) \times 100 = 1080\text{KN}$$

$$T_u = 33.40\text{KN} < 1080\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ü Volée 2

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{g_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left(\frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 13) \times 100 = 780\text{KN}$$

$$T_u = 19.55\text{KN} < 780\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence sur les armatures longitudinales

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

ü Volée 1 et 3

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(33.40 + \frac{(-9.615) \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = -0.075$$

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ü Volée 2

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(19.55 + \frac{(-5.031) \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) = -0.067$$

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérifications à l'ELS

1) Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Ü Volée 1 et 3

§ Aux appuis : $M_s^a = 6.957 \text{KN.m}$.

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$r_1 = 0.174 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$S_{st} = \frac{M_s^a}{b_1 \times d \times A_a} = \frac{6.957 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 132.07 \text{MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 2.26 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

§ En travée : $M_s^t = 19.71 \text{KN.m}$.

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 18} = 0.51$$

$$r_1 = 0.51 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.892 \\ K_1 = 31.30 \end{cases}$$

$$S_{st} = \frac{M_s^t}{b_1 \times d \times A_t} = \frac{19.71 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 9.24 \times 10^2} = 127.15 \text{MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 4.06 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Volée 2

§ Aux appuis : $M_s^a = 3.615 \text{KN.m}$.

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$r_1 = 0.24 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$S_{st} = \frac{M_s^a}{b_1 \times d \times A_a} = \frac{3.615 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 96.156 \text{MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 1.99 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

§ En travée : $M_s^t = 10.24 \text{KN.m}$.

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 13} = 0.71$$

$$r_1 = 0.71 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.877 \\ K_1 = 25.65 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_s^t}{b_1 \times d \times A_t} = \frac{10.24 \times 10^6}{0.877 \times 130 \times 9.24 \times 10^2} = 97.20 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_{st}}{K_1} = 3.79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91)

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

3) Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

ü Volée 1 et 3

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

ü Volée 2

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{330} = 0.045 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion : On doit vérifier la flèche.

Ø Calcul de la flèche

$$a) f_v = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$b) f_i = \frac{M_t^s L^2}{10 E_i I_{fi}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec

\bar{f} : flèche admissible.

L : longueur de la poutre.

M_t^s : moment de service maximal en travée.

E_v : module de déformation différée du béton ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

E_i : module de déformation instantanée ;

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

Position de l'axe neutre

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

avec : $S_{xx'}$: moment statique de la section homogène.

B_0 : surface de la section homogénéisée.

Ü Volée 1 et 3

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 9.24) = 2138.6 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 9.24 \times 18 = 22494.8 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22494.8}{2138.6} = 10.5 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.5 = 9.5 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.5^3 + 9.5^3) + 15 \times 9.24 \times (9.5 - 2)^2 = 74962.9 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$r = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{9.24}{100 \times 18} = 0.0051$$

$$I_i = \frac{0.05 f_{t28}}{r \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0051 \times 5} = 4.118$$

$$I_v = \frac{2}{5} I_i = 1.647$$

$$s_s = 132.07 \text{ MPa}$$

$$m = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 132.07 + 2.1} = 0.2333$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_v \times m} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 1.647 \times 0.233} = 59591.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_i \times m} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 4.118 \times 0.233} = 42081.88 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{19.71 \times 10^6 (4000)^2}{10 \times 32164.2 \times 42081 \times 10^4} = 2.33 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8 \text{ mm} \\ f_v &= \frac{19.71 \times 10^6 (4000)^2}{10 \times 10818.87 \times 59591.06 \times 10^4} = 4.89 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \text{ La flèche est vérifiée.}$$

ü Volée 2**Position de l'axe neutre**

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 4.71) = 1570.65 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 13 = 12168.45 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12168.45}{1570.65} = 7.75 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.75 = 7.25 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.75^3 + 7.25^3) + 15 \times 4.71 \times (7.25 - 2)^2 = 30166.04 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$r = 0.0071$$

$$I_i = \frac{0.05 f_{t28}}{r \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0036 \times 5} = 5.83$$

$$I_v = \frac{2}{5} I_i = 2.33$$

$$s_{st} = 97.20 \text{ MPa}$$

$$m = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 97.20 + 2.1} = 0.244$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_v \times m} = \frac{1.1 \times 30166.04}{1 + 2.33 \times 0.244} = 21155.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_i \times m} = \frac{1.1 \times 30166.04}{1 + 5.83 \times 0.244} = 13697.57 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{10.24 \times 10^6 (3300)^2}{10 \times 32164.2 \times 13697.57 \times 10^4} = 2.53 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6.6 \text{ mm} \\ f_v &= \frac{10.24 \times 10^6 (3300)^2}{10 \times 10818.87 \times 21155.38 \times 10^4} = 4.87 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6.6 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion

Pour des raisons de sécurité et pour faciliter la mise en œuvre de ces escaliers, on généralise l'ensemble des volées avec l'épaisseur et le ferrailage trouvé dans la volée 1 et 3.

III.4.3.4 Calcul de la poutre palière du sous sol et RDC

Etant donné que l'escalier à 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux.

1. Prédimensionnement de la poutre brisée

▼ Hauteur

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

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

avec : L : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$L = 3.75m \Rightarrow \frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \text{ donc : } 25cm \leq h_t \leq 37.5cm$$

On opte pour $h_t = 35cm$.

▼ Largeur

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \text{ d'où : } 14cm \leq b \leq 24.5cm$$

On prend $b = 25cm$.

Ø Vérifications aux exigences du RPA (Art .7.4.1/RPA 99)

$b \geq 20cm \dots\dots\dots \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$h_t \geq 30cm \dots\dots\dots \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre brisée à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) cm^2$

2. Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et au poids du mur extérieur.

• Poids propre de la poutre

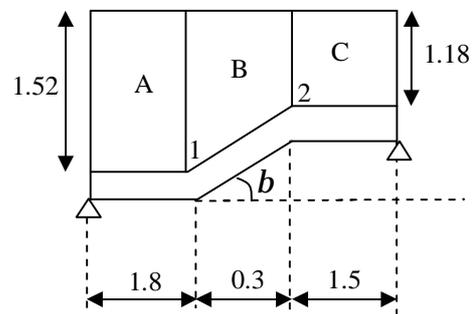
Partie A et C : $25 \times 0.35 \times 0.25 = 2.188KN / ml$

Partie B : $25 \times 0.35 \times 0.25 \times \frac{1}{\cos 48.6} = 3.31KN / ml$

• Chargement du aux réactions du palier

Partie A et C : $T_u = 33.40KN/ml$, $T_s = 24.19KN/ml$.

Partie B : 0



- **Chargement du au poids du mur extérieur**

Partie A : $2.36 \times 1.52 = 3.59 \text{ KN / ml}$

Partie B : Chargement trapézoïdal.

Point 1 : 3.59 KN/ml .

Point 2: 2.78 KN/ml .

Partie C : $2.36 \times 1.18 = 2.78 \text{ KN / ml}$

3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : $1.35G + 1.5Q$ (KN/ml)	ELS : $G+Q$ (KN/ml)
Partie A	$1.35(2.188 + 3.59) + 33.40 = 41.20$	$(2.188 + 3.59) + 24.19 = 29.97$
Partie B	Point 1 : $1.35(3.31 + 3.59) = 9.32$ Point 2 : $1.35(3.31 + 2.78) = 8.22$	Point 1 : $(3.31 + 3.59) = 6.90$ Point 2 : $(3.31 + 2.78) = 6.09$
Partie C	$1.35(2.188 + 2.78) + 33.40 = 40.11$	$(2.188 + 2.78) + 24.19 = 29.16$

4. Calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

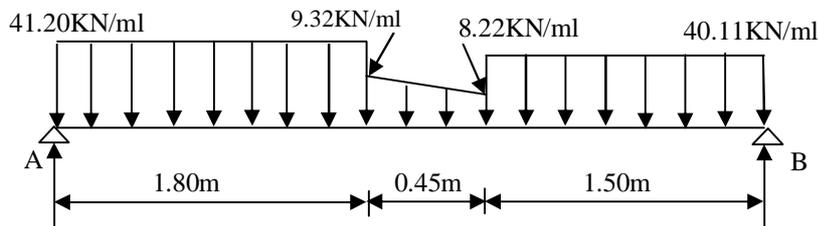


Figure III.51 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

Ø Réactions d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 1.80 \times 41.20 + 0.45 \times 8.22 + \left(\frac{9.32 - 8.22}{2} \right) \times 0.45 + 1.50 \times 40.11 = 138.27 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0$$

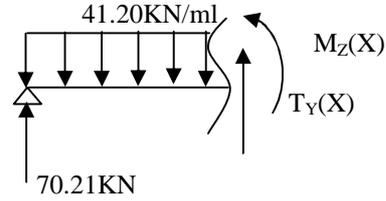
$$R_B (3.75) - 40.11 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 0.45 + 1.80 \right) - 8.22 \times 0.45 \times \left(\frac{0.45}{2} + 1.80 \right) - \left(\frac{9.32 - 8.22}{2} \right) \times 0.45 \times \left(\frac{0.45}{3} + 1.80 \right) - 41.20 \times 1.80 \times \left(\frac{1.80}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 68.06 \text{ KN et } R_A = 70.21 \text{ KN}$$

Ø Efforts internes

Le 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1.8m$

$$M(x) = 70.21x - 41.20 \times \frac{x^2}{2}$$

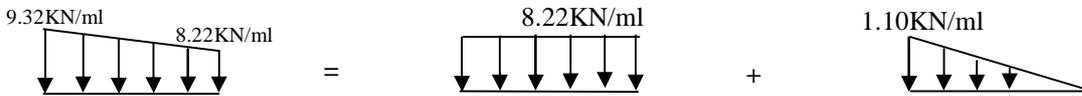


- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0 \text{ kNm}$.
- Pour $x = 1.8m$ \longrightarrow $M(1.8) = 59.63 \text{ kNm}$

$$T(x) = -70.21 + 41.20x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = -70.21 \text{ kN}$.
- Pour $x = 1.8m$ \longrightarrow $T(1.8) = 3.95 \text{ kN}$.

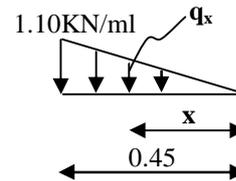
Le 2^{eme} tronçon : $0m \leq x \leq 0.45m$



o Détermination de la charge q en fonction de x

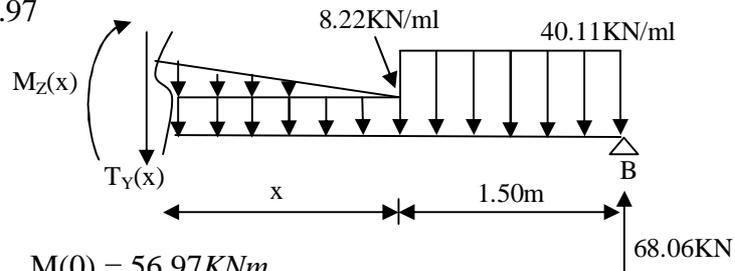
A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{0.45}{1.10} \Rightarrow q_x = 2.44x$$



$$M(x) = 68.06(x+1.5) - 40.11 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + x\right) - 8.22 \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{2.44x}{2}\right) \times x \times \frac{x}{3}$$

$$M(x) = -0.407x^3 - 4.11x^2 + 7.90x + 56.97$$



- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 56.97 \text{ kNm}$.
- Pour $x = 0.45m$ \longrightarrow $M(0.45) = 59.66 \text{ kNm}$.

$$T(x) = -1.22x^2 - 8.22x + 7.90$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 7.90 \text{ kN}$.
- Pour $x = 0.45m$ \longrightarrow $T(0.45) = 3.95 \text{ kN}$.

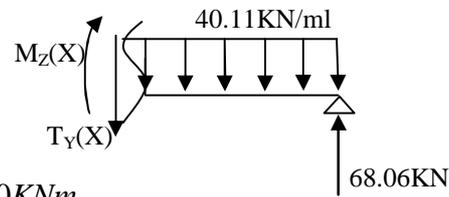
Le 3^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 1.5m$

$$M(x) = 68.06x - 40.11 \times \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0KNm.$
- Pour $x = 1.5m$ \longrightarrow $M(1.5) = 56.97KNm$

$$T(x) = 68.06 - 40.11x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 68.06KN.$
- Pour $x = 1.5m$ \longrightarrow $T(1.5) = 7.90KN.$



Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow -70.21 + 41.20x = 0 \Rightarrow x = 1.70m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 70.21(1.70) - 41.20 \left(\frac{1.70^2}{2} \right) = 59.82KN.m.$$

$$M_z^{\max} = 59.82KN.m$$

En tenant compte des semi-encastres : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

$$\text{Donc : } M_t = 50.85KN.m \text{ et } M_a = -17.95KN.m$$

Ø Diagrammes des efforts internes

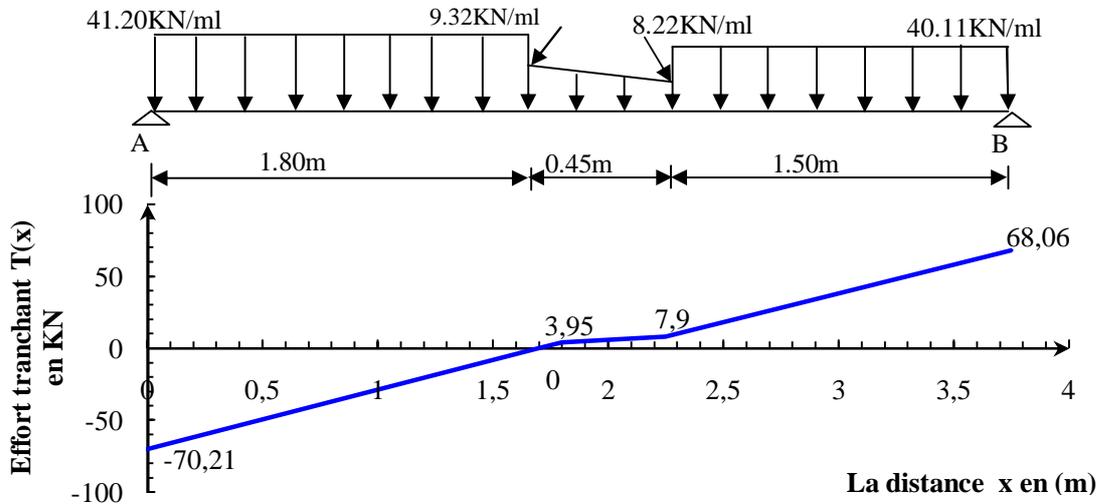


Figure III.52 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

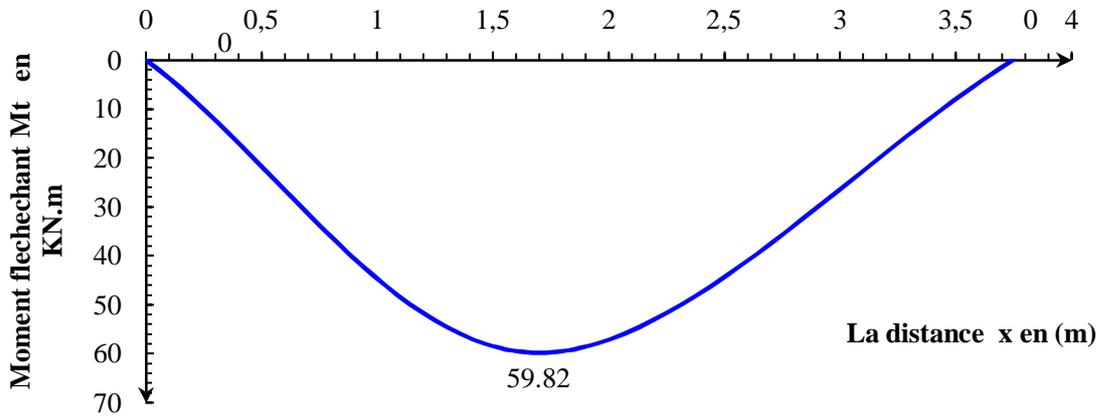


Figure III.53 Diagramme du moment isostatique à l'ELU.

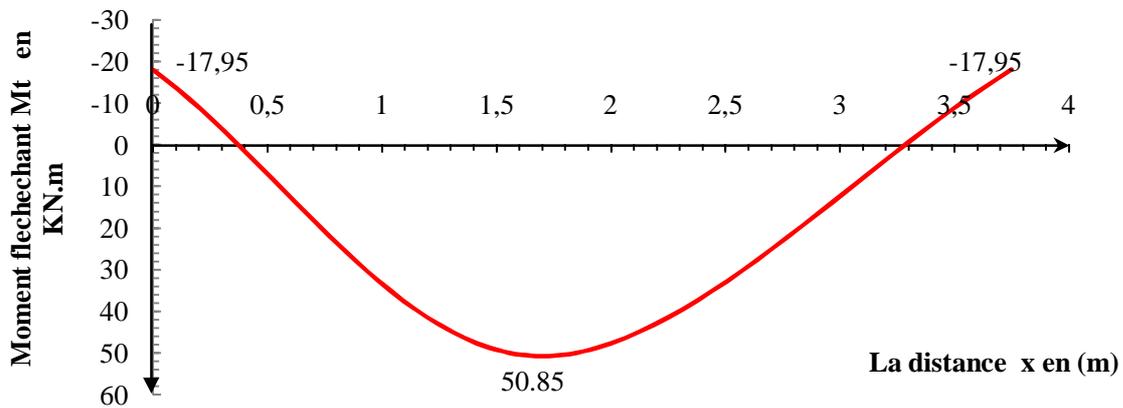


Figure III.54 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

- Aux appuis : $M_a = 17.95 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.95 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14.2} = 0.046 < m_l = 0.392$$

$$m = 0.046 \Rightarrow b = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a}{bd \left(\frac{f_e}{g_s} \right)} = \frac{17.95 \times 10^5}{0.976 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

- En travée : $M_t = 50.85 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50.85 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14.2} = 0.132 < m_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0.132 \Rightarrow b = 0.929$$

$$A_t = \frac{M_t}{bd \left(\frac{f_e}{g_s} \right)} = \frac{50.85 \times 10^5}{0.929 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 4.77 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$.

▼ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA99V2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_s = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}16 = 9.42 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 4.375 \text{ cm}^2.$$

c) Vérifications à l'ELU

1. Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \S \text{ Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2 \\ \S \text{ En travée : } A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.20}{g_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{70.21 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. *Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)*

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\sum U_i = n \times p \times f = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{70.21 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.09 \text{ MPA} < \bar{t}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

4. *Encrage des barres aux appuis*

Ø *Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)*

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4t_s} \quad \text{avec } t_s = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_{app} \times f_e}{4t_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s = \frac{f_{travée} \times f_e}{4t_s} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.34 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_s = 55 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur d'ancrage nécessaire pour les aciers HA est :

$$L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm.}$$

5. *Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)*

Ø *Influence sur le béton*

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{g_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left(\frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 33) \times 25 = 495 \text{ KN}$$

$$T_u = 70.21 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø *Influence sur les armatures longitudinales*

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(70.21 + \frac{(-17.95) \times 10^2}{0.9 \times 33} \right) = 0.028$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) *Calcul des armatures transversales*

Le diamètre des armatures transversales est donné par

$$f_t \leq \min \left\{ f_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 16 ; 10 ; 25 \right\} = 10 \text{ mm}$$

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

Nous adopterons 1 cadre et 1 étrier en HA8

$$\text{Soit } A_t = 2.01\text{cm}^2.$$

✓ *Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91)*

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{0.9 \times 33; 40\text{cm}\} = 29.7\text{cm}$$

$$S_t \leq 38.7\text{cm}$$

✓ *Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003)*

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

1) *Zone nodale*

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12f_t\right\} = \min\left\{8.75\text{cm}; 19.2\text{cm}\right\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8\text{cm}$$

2) *Zone courante (travée)*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 16\text{cm}.$$

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_{tr} \geq A_{tr\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 16 \times 25 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_{tr} = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{tr\min} = 1.2\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Calcul à l'ELS

a) Calcul des efforts internes

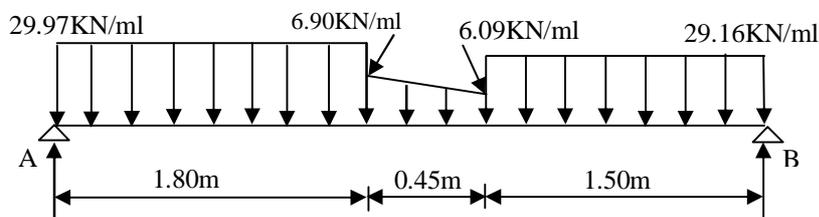


Figure III.55 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

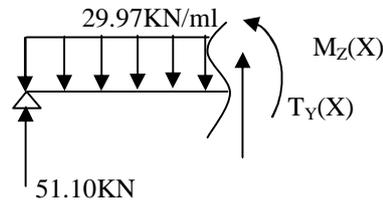
Ø Réactions d'appuis

$$R_A = 51.10\text{KN} \text{ et } R_B = 49.51\text{KN}$$

Ø Efforts internes

Le 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1.8m$

$$M(x) = 51.10x - 29.97 \times \frac{x^2}{2}$$

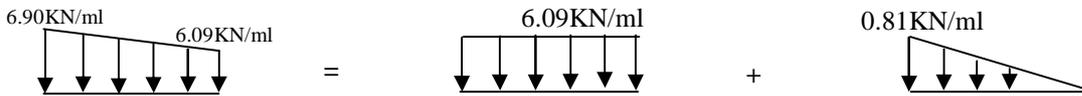


- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0 \text{ kNm}$.
- Pour $x = 1.8m$ \longrightarrow $M(1.8) = 43.42 \text{ kNm}$

$$T(x) = -51.10 + 29.97x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = -51.10 \text{ kN}$.
- Pour $x = 1.8m$ \longrightarrow $T(1.8) = 2.85 \text{ kN}$.

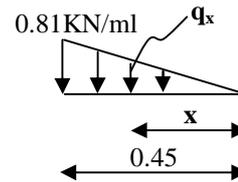
Le 2^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 0.45m$



o Détermination de la charge q en fonction de x

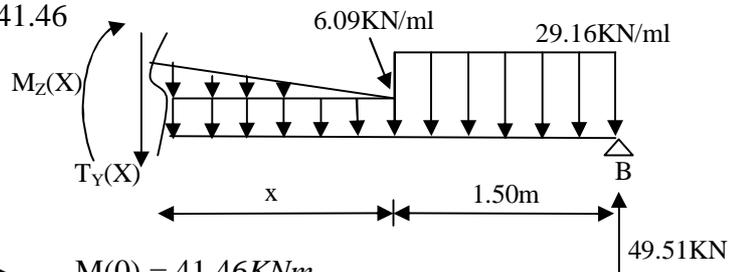
A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{0.45}{0.81} \Rightarrow q_x = 1.8x$$



$$M(x) = 49.51(x+1.5) - 29.16 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + x\right) - 6.09 \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{1.8x}{2}\right) \times x \times \frac{x}{3}$$

$$M(x) = -0.3x^3 - 3.045x^2 + 5.77x + 41.46$$



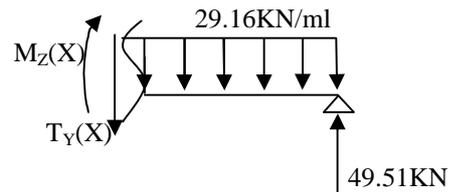
- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 41.46 \text{ kNm}$.
- Pour $x = 0.45m$ \longrightarrow $M(0.45) = 43.42 \text{ kNm}$.

$$T(x) = -0.9x^2 - 6.09x + 5.77$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 5.77 \text{ KN}$.
- Pour $x = 0.45 \text{ m}$ \longrightarrow $T(0.45) = 2.85 \text{ KN}$.

Le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M(x) = 49.51x - 29.16 \times \frac{x^2}{2}$$



- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0 \text{ KNm}$.
- Pour $x = 1.5 \text{ m}$ \longrightarrow $M(1.5) = 41.46 \text{ KNm}$

$$T(x) = 49.51 - 29.16x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 49.51 \text{ KN}$.
- Pour $x = 1.5 \text{ m}$ \longrightarrow $T(1.5) = 5.77 \text{ KN}$.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow -51.10 + 29.97x = 0 \Rightarrow x = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 51.10(1.70) - 29.97 \left(\frac{1.70^2}{2} \right) = 43.56 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 43.56 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

$$\text{Donc : } M_t = 37.026 \text{ KN.m} \text{ et } M_a = -13.068 \text{ KN.m}$$

Ø Diagrammes des efforts internes

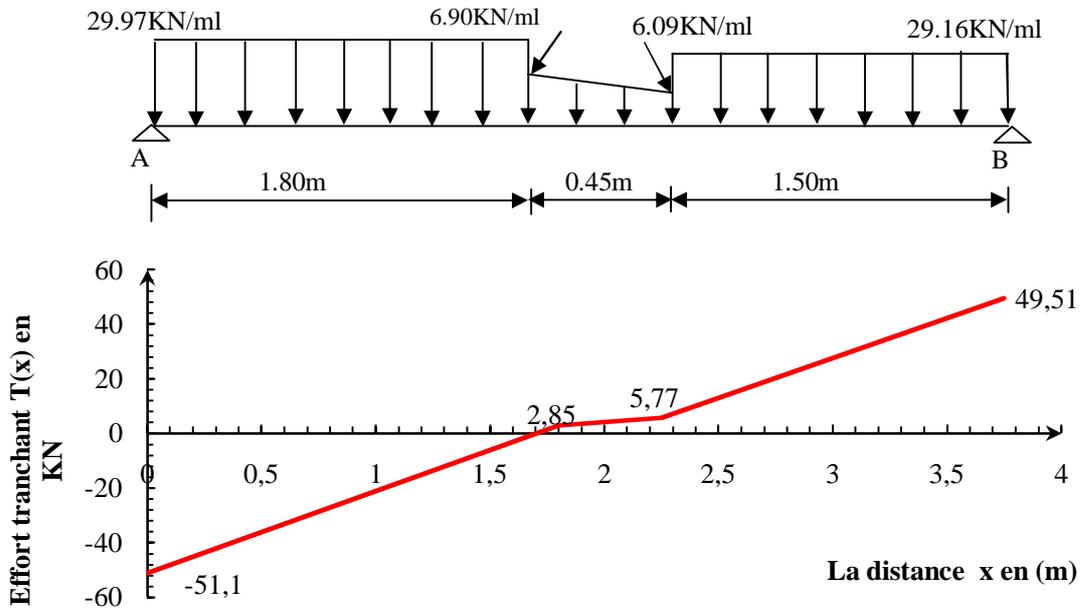


Figure III.56 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

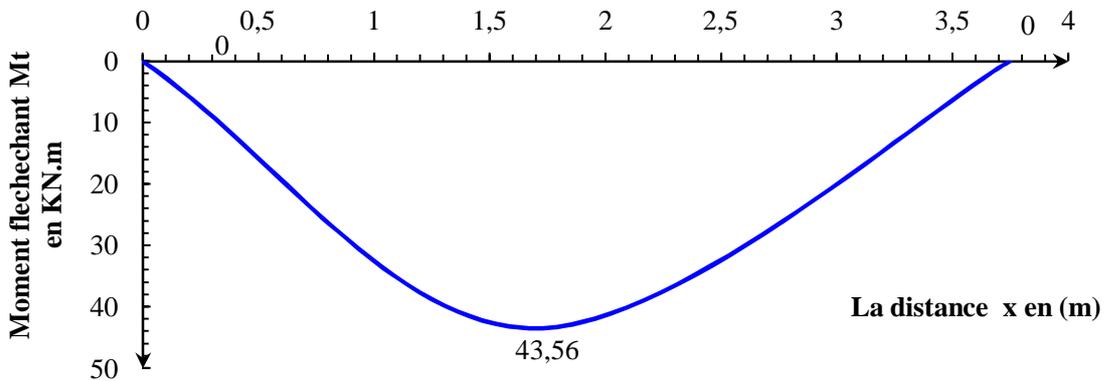


Figure III.57 Diagramme du moment isostatique à l'ELS.

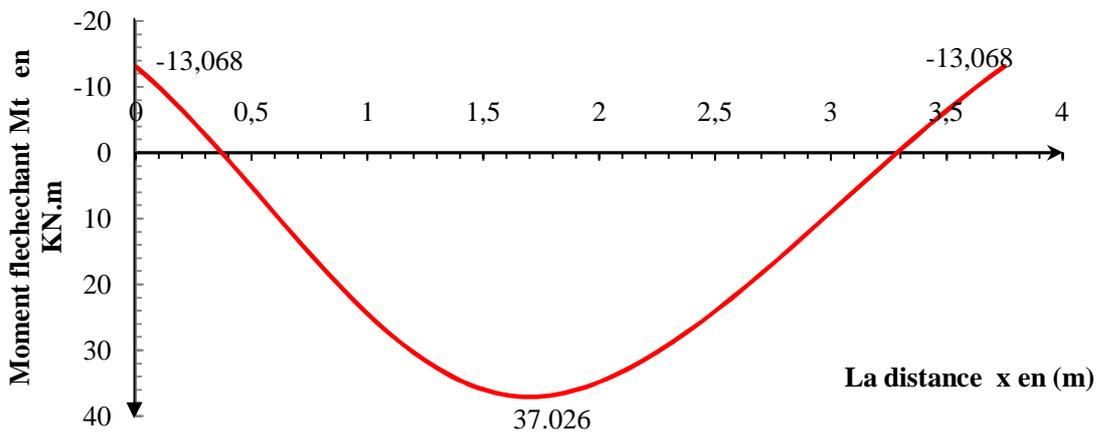


Figure III.58 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

b) Vérifications à l'ELS

1. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

§ Aux appuis : $M_s^a = 13.068KN.m.$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41$$

$$r_1 = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.901 \\ K_1 = 35.50 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_s^a}{b_1 \times d \times A_a} = \frac{13.068 \times 10^6}{0.901 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 129.65MPa$$

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 3.65MPa < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

§ En travée : $M_s^t = 37.026KN.m.$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 33} = 0.73$$

$$r_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.876 \\ K_1 = 25.32 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_s^t}{b_1 \times d \times A_t} = \frac{37.026 \times 10^6}{0.876 \times 330 \times 6.03 \times 10^2} = 212.41MPa$$

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 8.39MPa < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91)

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

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{375} = 0.0933 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0933 \geq \frac{37.026}{10 \times 43.56} = 0.085 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} = \frac{6.03}{25 \times 33} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : Le ferrailage de la poutre brisée sera comme suit :

Armatures longitudinales

3HA16 pour le lit inférieur.

3HA12 pour le lit supérieur.

Armatures transversales

1 cadre et 1 étrier en HA8.

III.4.4 Prédimensionnement de l'escalier d'étages courants

• **Calcul du nombre de marches et contre marches**

$13cm \leq h \leq 18cm$ et $28cm \leq g \leq 36cm$

On prend la hauteur des marches $h=17cm$.

$H = 340cm$.

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \Rightarrow n = 20$ contre marches.

Les 20 contre marches seront réparties de la manière suivante :

§ **Volée 1 et 3** : $n = 7$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 6$ marches.

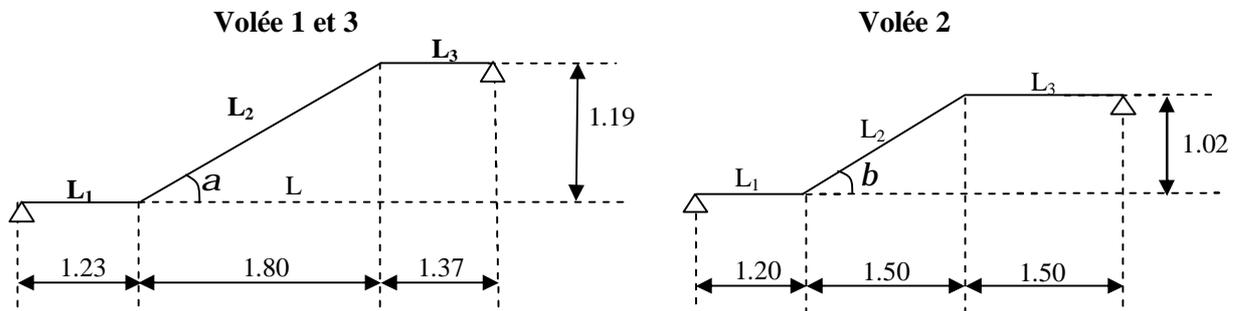
§ **Volée 2** : $n = 6$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 5$ marches.

• **Loi de BLONDEL**

$60cm \leq g + 2h \leq 64cm$

Pour $h = 17cm$; on aura : $26cm \leq g \leq 30cm$ donc on prend $g = 30cm$.

Nous allons étudier 02 paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



III.4.4.1 Etude des volées 1 et 3

1. Dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur doit vérifier : $\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

$tg a = \frac{H}{L_1} = \frac{119}{180} = 0.661 \Rightarrow a \approx 33.47$

$cos a = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{cos a} = \frac{180}{cos 33.47} = 215.78cm$

Longueur réelle de la paillasse : $L' = L_1 + L_2 + L_3 = 143 + 215.78 + 137 = 495.78cm$

D'où : $\frac{495.78}{30} \leq e_p \leq \frac{495.78}{20}$

$16.53 \leq e_p \leq 24.79 \Rightarrow$ On adopte une épaisseur $e_p = 20cm$.

Nous adaptons la même épaisseur pour le palier.

2. Détermination des charges et surcharges

a) Charges permanentes

Ø Palier

$G_{TOTALE} = 6.86KN/ml$

Ø Volée

$G_{TOTALE} = 10.175KN/ml$

b) Surcharges d'exploitation

$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5KN/ml$

3. Combinaisons des charges et surcharges

	ELU : 1.35G + 1.5Q (KN/ml)	ELS : G+Q (KN/ml)
Palier	13.011	9.360
Volée	17.49	12.675

4. Calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

Ø Réactions d'appuis

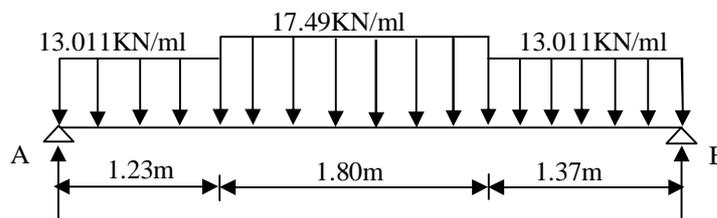


Figure III.60 Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELU.

$R_A = 32.78KN$ et $R_B = 32.53KN$

Ø Efforts internes

∨ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1.23$	$13.011x - 32.78$	0	-32.78
		1.23	-16.78
$1.23 \leq x \leq 3.03$	$17.49x - 38.29$	1.23	-16.78
		3.03	14.70
$3.03 \leq x \leq 4.4$	$13.011x - 24.718$	3.03	14.70
		4.40	32.53

▼ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.23	32.78x - 13.011 × $\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.23	30.48
1.23 ≤ x ≤ 3.03	-8.745x ² + 38.29x - 3.388	1.23	30.48
		3.03	32.34
3.03 ≤ x ≤ 4.4	-6.505x ² + 24.72x + 17.18	3.03	32.34
		4.40	0

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 17.49x - 38.29 = 0 \Rightarrow x = 2.19 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -8.745(2.19)^2 + 38.29(2.19) - 3.388 = 38.52 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 38.52 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres : M_t = 0.85 M₀ et M_a = -0.3 M₀

$$\text{Donc : } M_t = 32.74 \text{ KN.m et } M_a = -11.56 \text{ KN.m}$$

Ø Diagrammes des efforts internes

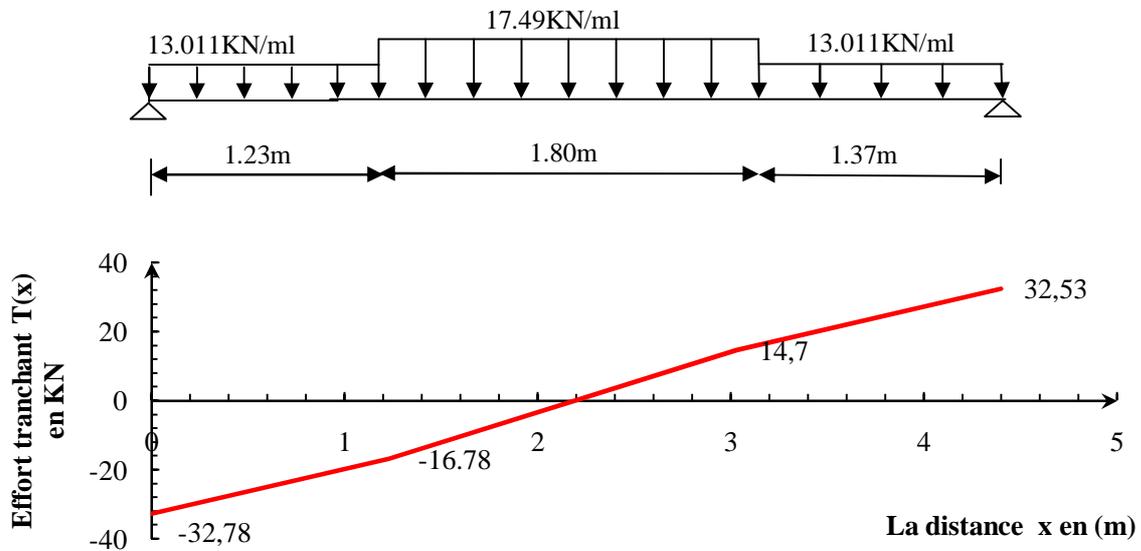


Figure III.61 Diagramme des efforts tranchant des volées 1 et 3 à l'ELU.

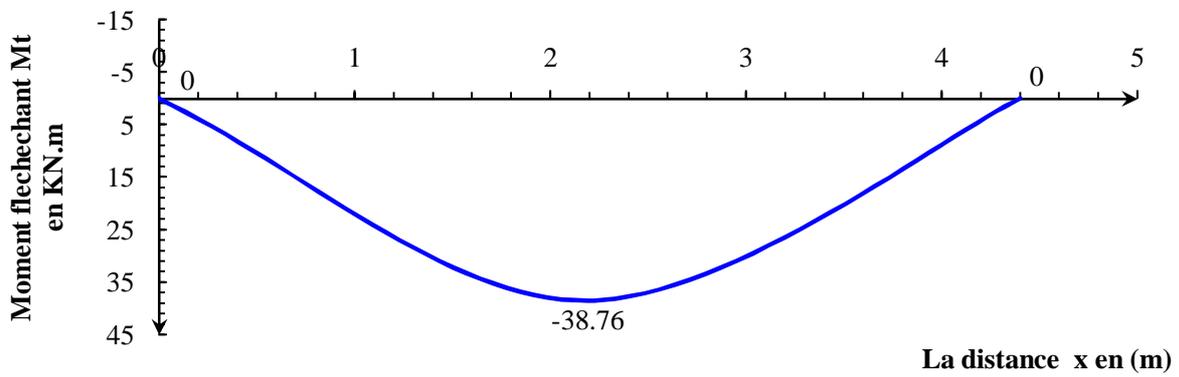


Figure III.62 Diagramme du moment isostatique des volées 1 et 3 à l'ELU.

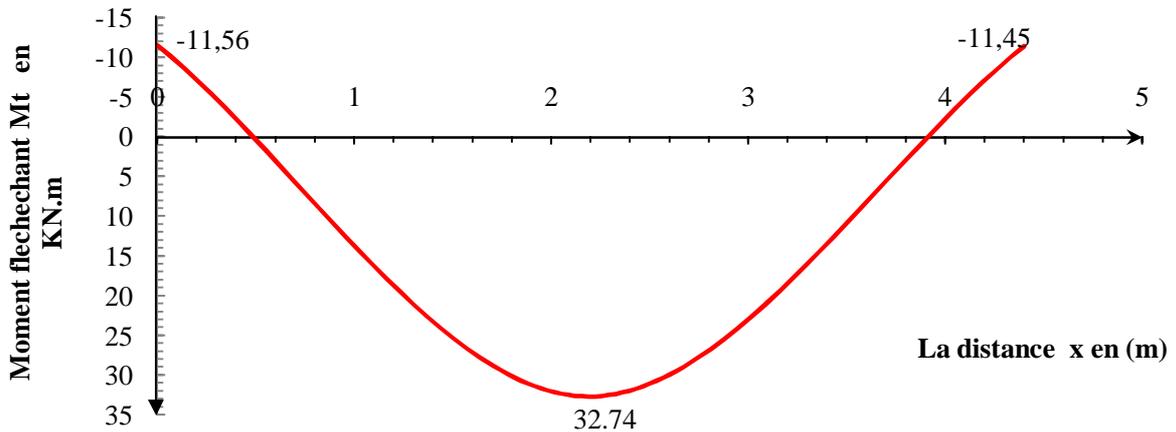


Figure III.63 Diagramme du moment fléchissant des volées 1 et 3 à l'ELU.

5. Calcul à l'ELS

a) Calcul des efforts internes

Ø Réactions d'appuis

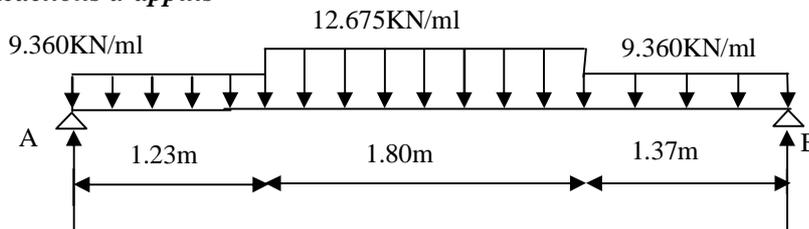


Figure III.64 Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELS.

$$R_A = 23.67 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 23.48 \text{ KN}$$

Ø Efforts internes

▼ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T _Y (KN)
$0 \leq x \leq 1.23$	$9.36x - 23.67$	0	-23.67
		1.23	-12.16
$1.23 \leq x \leq 3.03$	$12.675x - 27.75$	1.23	-12.16
		3.03	10.65
$3.03 \leq x \leq 4.40$	$9.36x - 17.71$	3.03	10.65
		4.40	23.47

▼ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.23$	$23.67x - 4.68x^2$	0	0
		1.23	22.03
$1.23 \leq x \leq 3.03$	$-6.337x^2 + 27.75x - 2.49$	1.23	22.03
		3.03	23.41
$03.03 \leq x \leq 4.40$	$-4.68x^2 + 17.71x + 12.70$	3.03	23.41
		4.40	0

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 12.675x - 27.75 = 0 \Rightarrow x = 2.19 \text{ m}$$

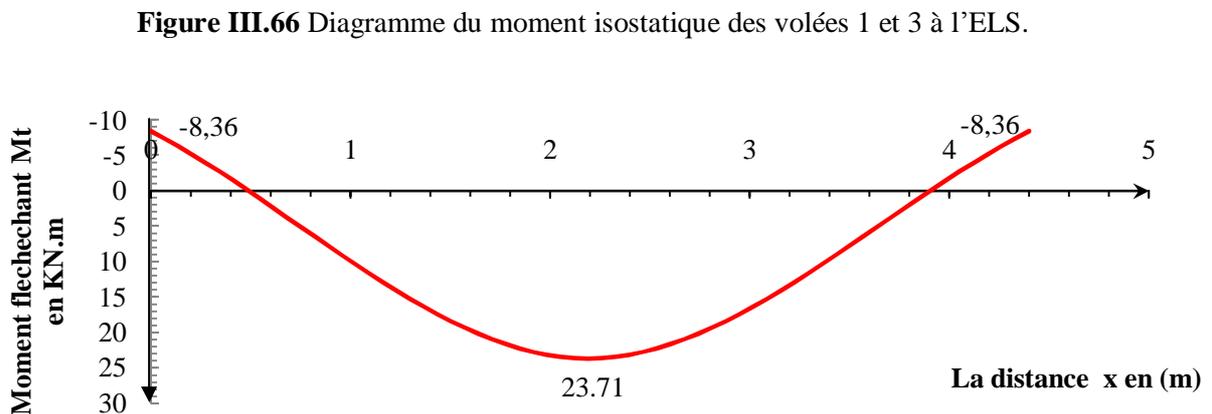
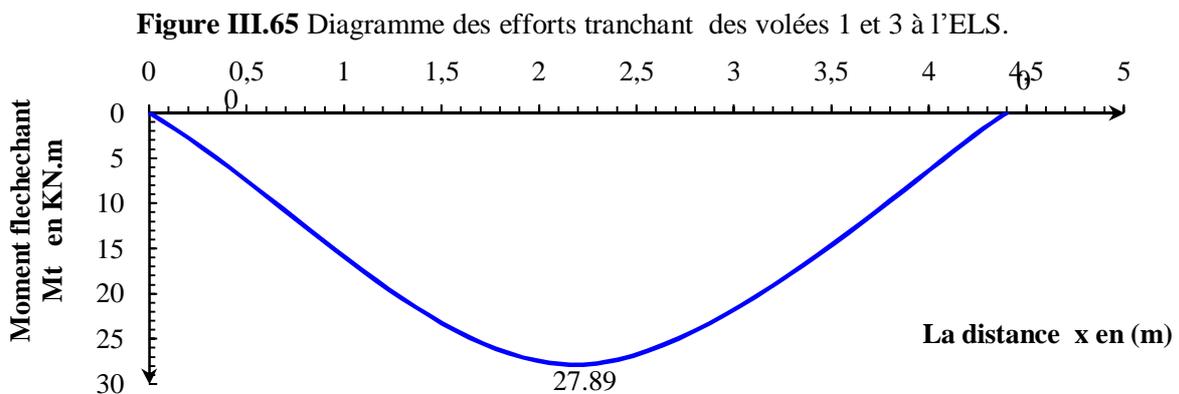
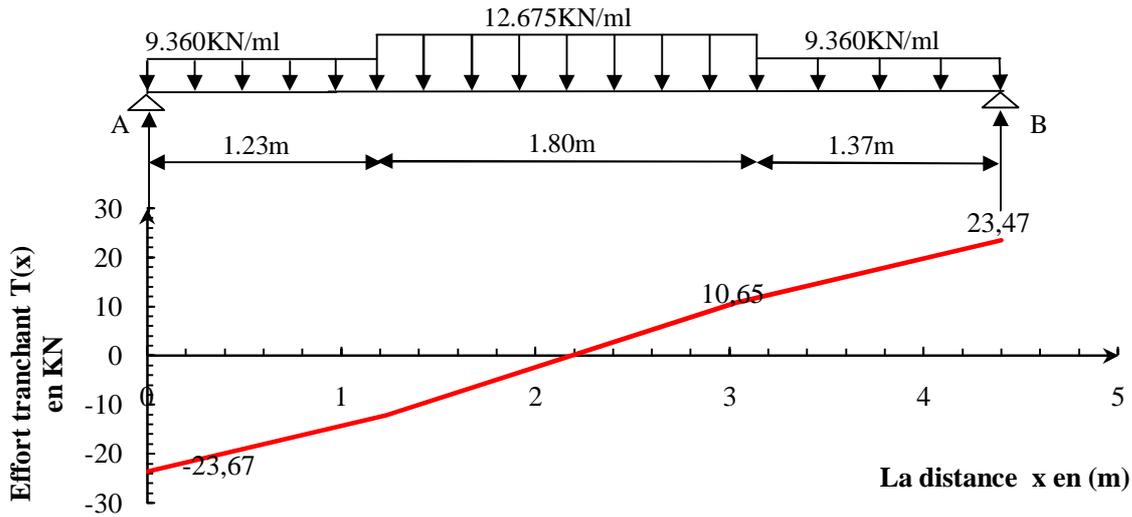
$$M_z^{\max} = -6.337(2.19)^2 + 27.75(2.19) - 2.49 = 27.89 \text{ KNm}$$

$$M_z^{\max} = 27.89 \text{ KNm}$$

En tenant compte des semi-encastremets : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

$$M_t = 23.71 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a = -8.367 \text{ KN.m}$$

Ø Diagrammes des efforts internes



III.4.4.2 Etude de la volée 2

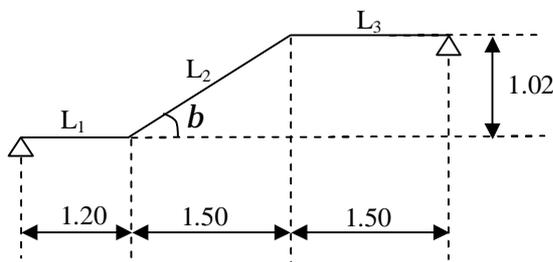


Figure III.68 Schéma statique de la volée 2.

1. Dimensionnement de la pailleasse

L'épaisseur doit vérifier : $\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

$$tgb = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow b \approx 34.2^\circ$$

$$\cos b = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos b} = \frac{150}{\cos 34.2} = 181.36 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la pailleasse : $L' = L_1 + L_2 + L_3 = 120 + 181.36 + 150 = 451.36 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{451.36}{30} \leq e_p \leq \frac{451.36}{20}$$

$15.05 \leq e_p \leq 22.57 \Rightarrow$ On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

2. Détermination des charges et surcharges

a) Charges permanentes

Ø Palier

$$G_{\text{TOTALE}} = 6.86 \text{ KN/ml}$$

Ø Pailleasse

$$G_{\text{TOTALE}} = 10.23 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharges d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : 1.35G + 1.5Q (KN/ml)	ELS : G+Q (KN/ml)
Palier	13.011	9.360
Pailleasse	17.561	12.730

4. Calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

Ø Réactions d'appuis

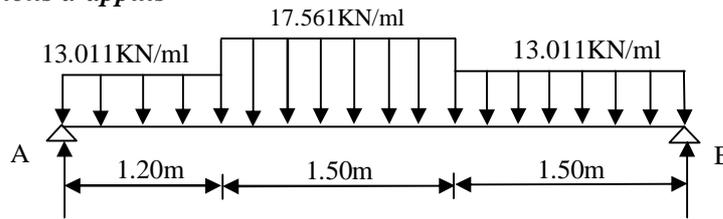


Figure III.4.22 Schéma statique de la volée 2 à l'ELU.

$R_A = 30.98KN$ et $R_B = 30.49KN$

Ø Efforts internes

▼ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1.2 (de gauche)	13.011x - 30.98	0	-30.98
		1.2	-15.37
1.2 ≤ x ≤ 2.7 (de gauche)	17.561x - 36.44	1.2	-15.37
		2.7	10.97
0 ≤ x ≤ 1.5 (de droite)	-13.011x + 30.49	0	30.49
		1.5	10.97

▼ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.2 (de gauche)	$30.98x - 13.011 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.2	27.81
(de gauche)	$-8.781x^2 + 36.44x - 3.27$	1.2	27.81
		2.7	31.10
0 ≤ x ≤ 1.5 (de droite)	$30.49x - 13.011 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	31.10

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$T_y = 0 \Rightarrow 17.561x - 36.44 = 0 \Rightarrow x = 2.08m$

Donc : $M_z^{\max} = -8.781(2.08)^2 + 36.44(2.08) - 3.27 = 34.54 \text{KNm}$

$M_z^{\max} = 34.54 \text{KN.m}$

En tenant compte des semi-encastremets : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

Donc : $M_t = 29.36 \text{KN.m}$ et $M_a = -10.36 \text{KN.m}$

Ø Diagrammes des efforts internes

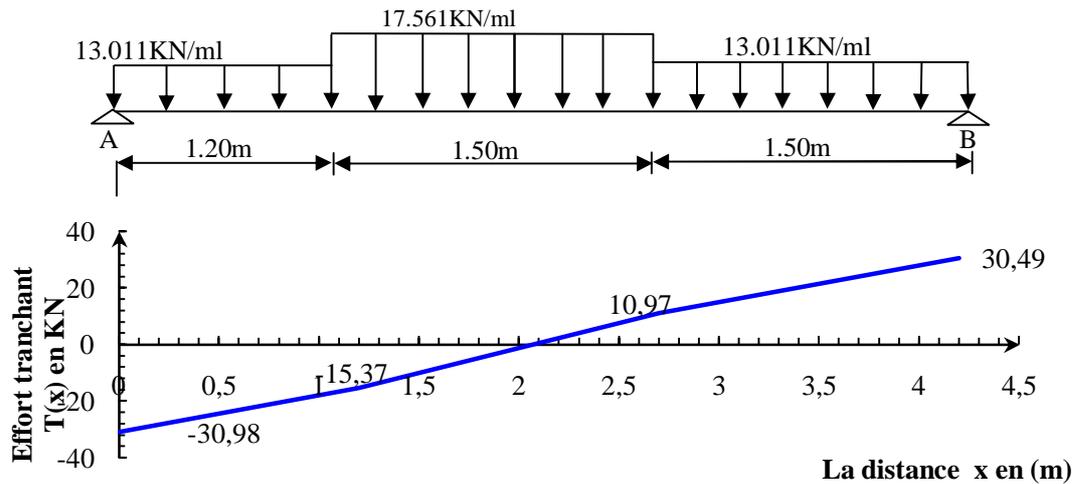


Figure III.70 Diagramme des efforts tranchant de la volée 2 à l'ELU.

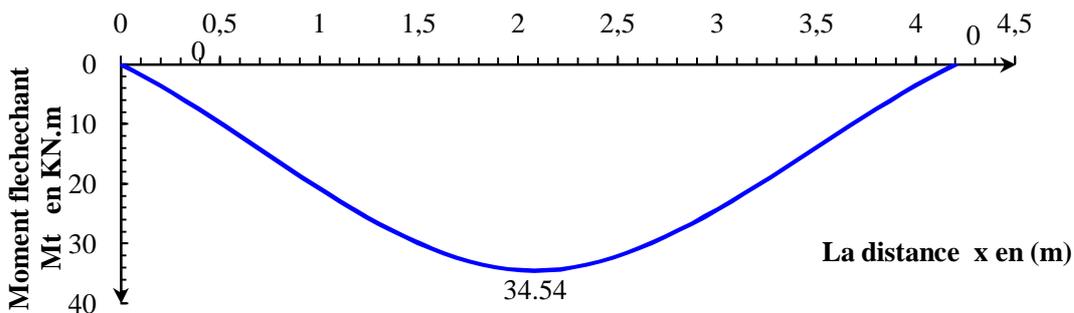


Figure III.71 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELU.

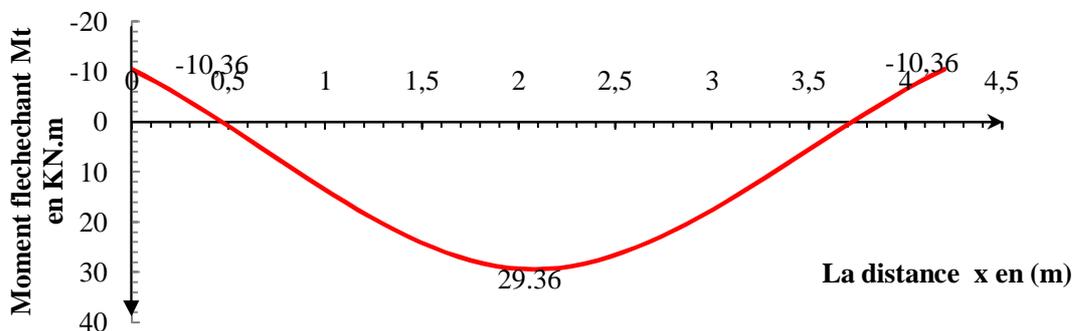


Figure III.72 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELU.

5. Calcul à l'ELS

a) Calcul des efforts internes

Ø Réactions d'appuis

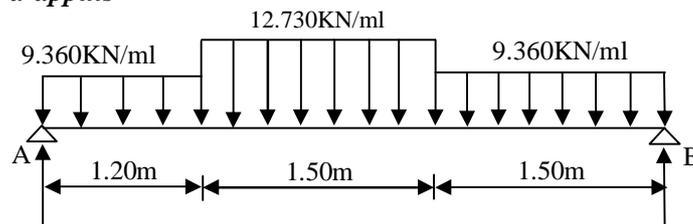


Figure III.73 Schéma statique de la volée 2 à l'ELS.

$$R_B = 22 \text{ KN} \text{ et } R_A = 22,37 \text{ KN}$$

Ø Efforts internes

▼ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1.2 (de gauche)	9.360x - 22.37	0	-22.37
		1.2	-11.14
1.2 ≤ x ≤ 2.7 (de gauche)	12.730x - 26.41	1.2	-11.14
		2.7	7.96
0 ≤ x ≤ 1.5 (de droite)	-9.360x + 22	0	22
		1.5	7.96

▼ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.2 (de gauche)	$22,37x - 9,36 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.2	20.10
1.2 ≤ x ≤ 2.7 (de gauche)	$-6,365x^2 + 26,41x - 2,43$	1.2	20.10
		2.7	22.47
0 ≤ x ≤ 1.5 (de droite)	$22x - 9,36 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	22.47

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 12.730x - 26.41 = 0 \Rightarrow x = 2.08m$$

Donc : $M_z^{\max} = -6.365(2.08)^2 + 26.41(2.08) - 2.43 = 24.97KNm$

$$M_z^{\max} = 24.97KN.m$$

En tenant compte des semi-encastres : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

Donc : $M_t = 21.22KN.m$ et $M_a = -7.491KN.m$

Ø Diagrammes des efforts internes

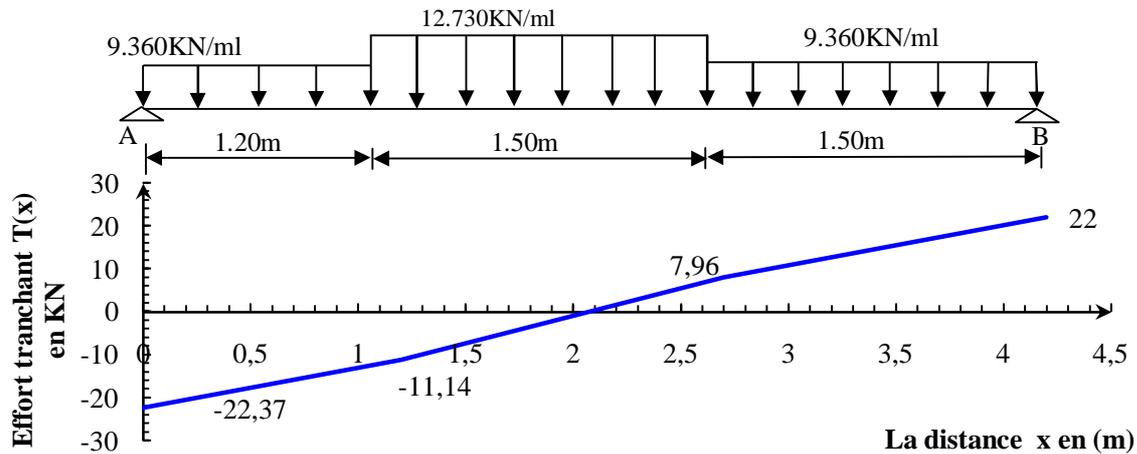


Figure III.74 Diagramme des efforts tranchant de la volée 2 à l'ELS.

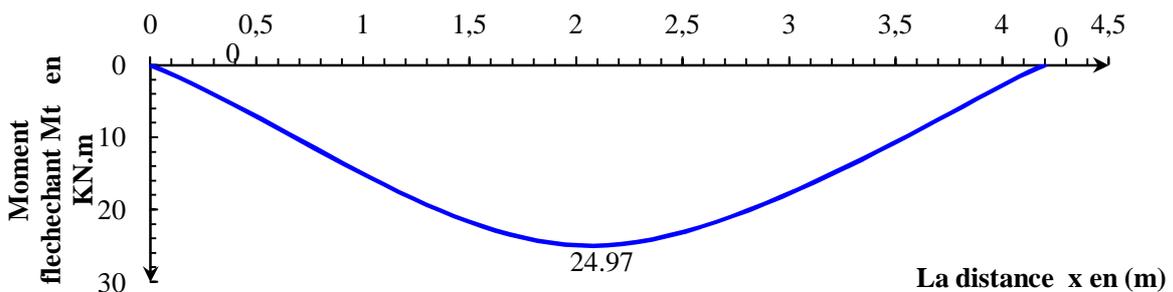


Figure III.75 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELS.

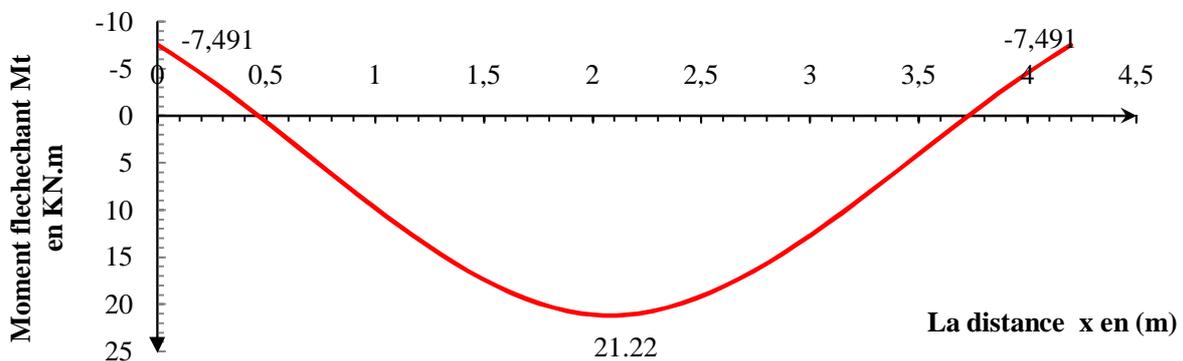


Figure III.76 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELS.

III.4.4.3 Ferrailage

• Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, avec :

ü Volée 1, 2 et 3 : $h = 20\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$.

		Volée 1 et 3		Volée 2	
		En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis
ARMATURES PRINCIPALES	M_u (KN)	32.74	11.56	29.36	10.36
	$m_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$	0.071	0.025	0.064	0.022
	b	0.963	0.987	0.967	0.989
	$A_s = \frac{M_u}{b d s_{st}}$ (cm ²)	5.43	1.87	4.85	1.67
	A_s adoptée (cm ²)	6HA14=9.24	4HA10=3.1 4	6HA14=9.24	4HA10=3.14
	S_t (cm)	15	25	15	25
ARMATURES DE REPARTITION	$A_R = \frac{A_p}{4}$ (cm ²)	2.31	0.785	2.31	0.79
	A_s adoptée (cm ²)	6HA10=4.71	4HA8=2.01	6HA10=4.71	4HA8=2.01
	S_t (cm)	15	25	15	25

a) Vérifications à l'ELU

1. Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \S \text{ Aux appuis : } A_u = 3.14\text{cm}^2 > 2.17\text{cm}^2 \\ \S \text{ En travée : } A_t = 9.24\text{cm}^2 > 2.17\text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Répartition des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

a) Armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \S \text{ Appuis : } S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \\ \S \text{ Travée : } S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

b) *Armatures de répartition* : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

§ *Appuis* : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$
 § *Travée* : $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ } Condition vérifiée.

3. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.20}{g_b} f_{c28}, 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

ü *Volée 1 et 3* : $t_u = \frac{32.78 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.182\text{MPa} < \bar{t}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

ü *Volée 2* : $t_u = \frac{30.98 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.172\text{MPa} < \bar{t}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se} = 3.15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \times p \times f = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6\text{mm}$$

ü *Volée 1 et 3* : $t_{se} = \frac{32.78 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.61\text{MPa} < \bar{t}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

ü *Volée 2* : $t_{se} = \frac{30.98 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.52\text{MPa} < \bar{t}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5. Encrage des barres aux appuis

Ø *Longueur de scellement droit* (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4t_s} \text{ avec : } t_s = 2.84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.2\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 35\text{cm}.$$

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 35 = 14\text{cm}.$$

6. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

Ø *Influence sur le béton*

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{g_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left(\frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 18) \times 100 = 1080\text{KN}$$

ü *Volée 1 et 3* : $T_u = 32.78\text{KN} < 1080\text{KN}$.

ü *Volée 2* : $T_u = 30.98\text{KN} < 1080\text{KN}$.

Ø Influence sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

ü Volée 1 et 3

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(32.74 + \frac{(-11.56) \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = -0.111$$

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

ü Volée 2

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(30.98 + \frac{(-10.36) \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = -0.095$$

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérifications à l'ELS

1. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

ü Volée 1 et 3

§ Aux appuis : $M_s^a = 8.367 \text{ KN.m.}$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$r_1 = 0.174 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_s^a}{b_1 \times d \times A_a} = \frac{8.367 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 158.84 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_{st}}{K_1} = 2.71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

§ *En travée* : $M_s^t = 23.71 \text{KN.m}$.

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 18} = 0.51$$

$$r_1 = 0.51 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.892 \\ K_1 = 31.30 \end{cases}$$

$$S_{st} = \frac{M_s^t}{b_1 \times d \times A_t} = \frac{23.71 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 9.24 \times 10^2} = 159.82 \text{MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 5.11 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ü Volée 2

§ *Aux appuis* : $M_s^a = 7.491 \text{KN.m}$.

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$r_1 = 0.174 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$S_{st} = \frac{M_s^a}{b_1 \times d \times A_a} = \frac{7.491 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 142.21 \text{MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 2.43 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

§ *En travée* : $M_s^t = 21.22 \text{KN.m}$.

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 18} = 0.51$$

$$r_1 = 0.51 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.892 \\ K_1 = 31.30 \end{cases}$$

$$S_{st} = \frac{M_s^t}{b_1 \times d \times A_t} = \frac{21.22 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 9.24 \times 10^2} = 143.03 \text{MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 4.57 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91)

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

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

$$\ddot{\text{ü}} \text{ Volée 1 et 3 : } \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\ddot{\text{ü}} \text{ Volée 2 : } \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.048 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion : On doit vérifier la flèche.

Ø Calcul de la flèche

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 9.24) = 2138.6 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 9.24 \times 18 = 22494.8 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{22494.8}{2138.6} = 10.5 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.5 = 9.5 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 = 74962.9 \text{ cm}^4$$

$$r_1 = 0.51 \Rightarrow b_1 = 0.892$$

$$r = 0.0051$$

$$I_i = \frac{0.05 f_{t28}}{r \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0051 \times 5} = 4.118$$

$$I_v = \frac{2}{5} I_i = 1.647$$

ü Volée 1 et 3

$$m = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 r s_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 159.82 + 2.1} = 0.314$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_v \times m} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 1.647 \times 0.314} = 54351.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_i \times m} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 4.118 \times 0.314} = 35960.45 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{23.71 \times 10^6 (4400)^2}{10 \times 32164.2 \times 35960.45 \times 10^4} = 3.97 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.8 \text{ mm} \\ f_v &= \frac{23.71 \times 10^6 (4400)^2}{10 \times 10818.87 \times 54351.09 \times 10^4} = 7.81 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.8 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Ü Volée 2

$$m = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 r s_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 143.03 + 2.1} = 0.268$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_v \times m} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 1.647 \times 0.268} = 57207.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + I_i \times m} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 4.118 \times 0.268} = 39198.64 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{21.22 \times 10^6 (4200)^2}{10 \times 32164.2 \times 39198.64 \times 10^4} = 2.97 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.4 \text{ mm} \\ f_v &= \frac{21.22 \times 10^6 (4200)^2}{10 \times 10818.87 \times 57207.87 \times 10^4} = 6.05 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.4 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion générale

Le ferrailage des deux types d'escaliers sera comme suit :

✓ Armatures principales

Aux appuis : 4HA10 ($S_t = 25\text{cm}$).

En travée : 6HA14 ($S_t = 15\text{cm}$).

✓ Armatures de répartition

Aux appuis : 4HA8 ($S_t = 25\text{cm}$).

En travée : 6HA10 ($S_t = 15\text{cm}$).

III.4.4.4 Calcul de la poutre palière

1. Prédimensionnement de la poutre palière

▼ Hauteur

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

$$L = 4.51m \Rightarrow \frac{451}{15} \leq h_t \leq \frac{451}{10} \text{ donc : } 30.06cm \leq h_t \leq 45.1cm$$

On opte pour $h_t = 45cm$.

▼ Largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \text{ d'où : } 18cm \leq b \leq 31.5cm$$

On prend $b = 30cm$.

Ø Vérifications aux exigences du RPA (Art .7.4.1/RPA 99)

$b \geq 20cm$ \Rightarrow Condition est vérifiée.

$h_t \geq 30cm$ \Rightarrow Condition est vérifiée.

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \text{ } \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 45) cm^2$

2. Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et au poids du mur extérieur.

• Poids propre de la poutre

Partie A et C : $25 \times 0.45 \times 0.30 = 3.375KN / ml$

Partie B : $25 \times 0.45 \times 0.30 \times \frac{1}{\cos 34.2} = 4.08KN / ml$

• Chargement du aux réactions du palier

Partie A et C : $T_u = 32.78KN/ml$, $T_s = 23.67KN/ml$.

Partie B : 0

• Chargement du au poids du mur extérieur

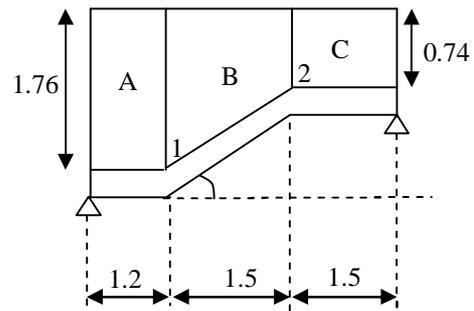
Partie A : $2.36 \times 1.76 = 4.15KN / ml$

Partie B : Chargement trapézoïdal.

Point 1 : $4.15KN/ml$.

Point 2 : $1.75KN/ml$.

Partie C : $2.36 \times 0.74 = 1.75KN / ml$



3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : 1.35G + 1.5Q (KN/ml)	ELS : G+Q (KN/ml)
Partie A	$1.35(3.375 + 4.15) + 32.78 = 42.94$	$(3.375 + 4.15) + 23.67 = 31.20$
Partie B	Point 1 : $1.35(4.08 + 4.15) = 11.11$ Point 2 : $1.35(4.08 + 1.75) = 7.87$	Point 1 : $(4.08 + 4.15) = 8.23$ Point 2 : $(4.08 + 1.75) = 5.83$
Partie C	$1.35(3.375 + 1.75) + 32.78 = 39.70$	$(3.375 + 1.75) + 23.67 = 28.80$

4. Calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

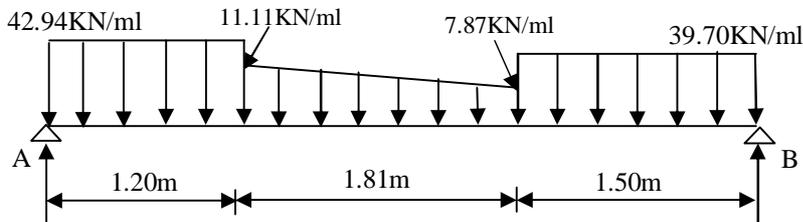


Figure III.78 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

Ø Réactions d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 1.2 \times 42.94 + 1.81 \times 7.87 + \left(\frac{11.11 - 7.87}{2} \right) \times 1.81 + 1.5 \times 39.70 = 128.25 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0$$

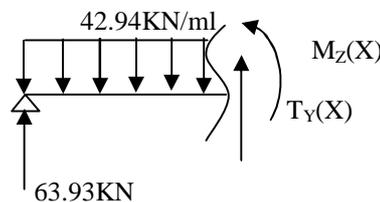
$$R_B(4.51) - 39.70 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.81 + 1.2 \right) - 7.87 \times 1.81 \times \left(\frac{1.81}{2} + 1.2 \right) - \left(\frac{11.11 - 7.87}{2} \right) \times 1.81 \times \left(\frac{1.81}{3} + 1.2 \right) - 42.94 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 64.32 \text{ KN et } R_A = 63.93 \text{ KN}$$

Ø Efforts internes

Le 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1.2m$

$$M(x) = 63.93x - 42.94 \times \frac{x^2}{2}$$



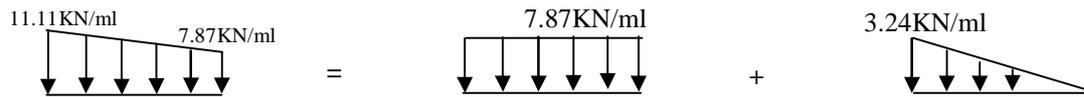
• Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0 \text{ KNm}$.

• Pour $x = 1.2m$ \longrightarrow $M(1.2) = 45.8 \text{ KNm}$

$$T(x) = -63.93 + 42.94x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = -63.93\text{KN}$.
- Pour $x = 1.2\text{m}$ \longrightarrow $T(1.2) = -12.4\text{KN}$.

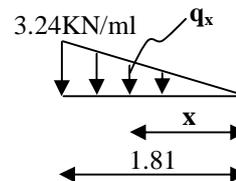
Le 2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.81\text{m}$



○ Détermination de la charge q en fonction de x

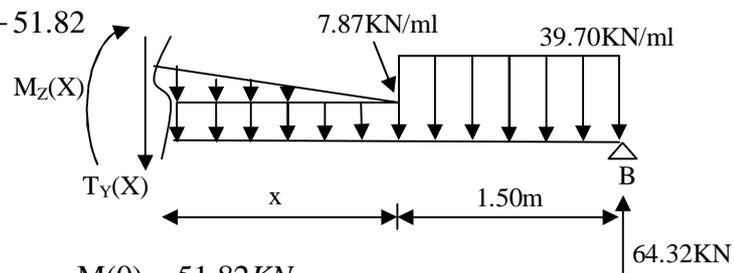
A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{1.81}{3.24} \Rightarrow q_x = 1.79x$$



$$M(x) = 64.32(x + 1.5) - 39.70 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + x\right) - 7.87 \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{1.79x}{2}\right) \times x \times \frac{x}{3}$$

$$M(x) = -0.298x^3 - 3.94x^2 + 4.77x + 51.82$$



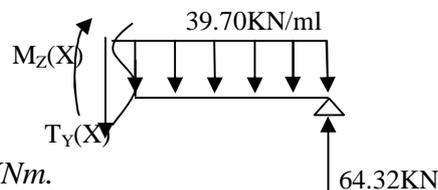
- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 51.82\text{KNm}$.
- Pour $x = 1.81\text{m}$ \longrightarrow $M(1.81) = 45.8\text{KNm}$.

$$T(x) = -0.895x^2 - 7.87x + 4.77$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 4.77\text{KN}$.
- Pour $x = 1.81\text{m}$ \longrightarrow $T(1.81) = -12.4\text{KN}$.

Le 3^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.5\text{m}$

$$M(x) = 64.32x - 39.70 \times \frac{x^2}{2}$$



- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0\text{KNm}$.
- Pour $x = 1.5\text{m}$ \longrightarrow $M(1.5) = 51.82\text{KNm}$

$$T(x) = 64.32 - 39.70x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 64.32KN.$
- Pour $x = 1.5m$ \longrightarrow $T(1.5) = 4.77KN.$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad -0.895x^2 - 7.87x + 4.77 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 0.57m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -0.298(0.57)^3 - 3.94(0.57)^2 + 4.77(0.57) + 51.82 = 53.20KNm$$

$$M_z^{\max} = 53.20KN.m$$

En tenant compte des semi-encastres : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

$$\text{Donc : } M_t = 45.22KN.m \text{ et } M_a = -15.96KN.m$$

Ø Diagrammes des efforts internes

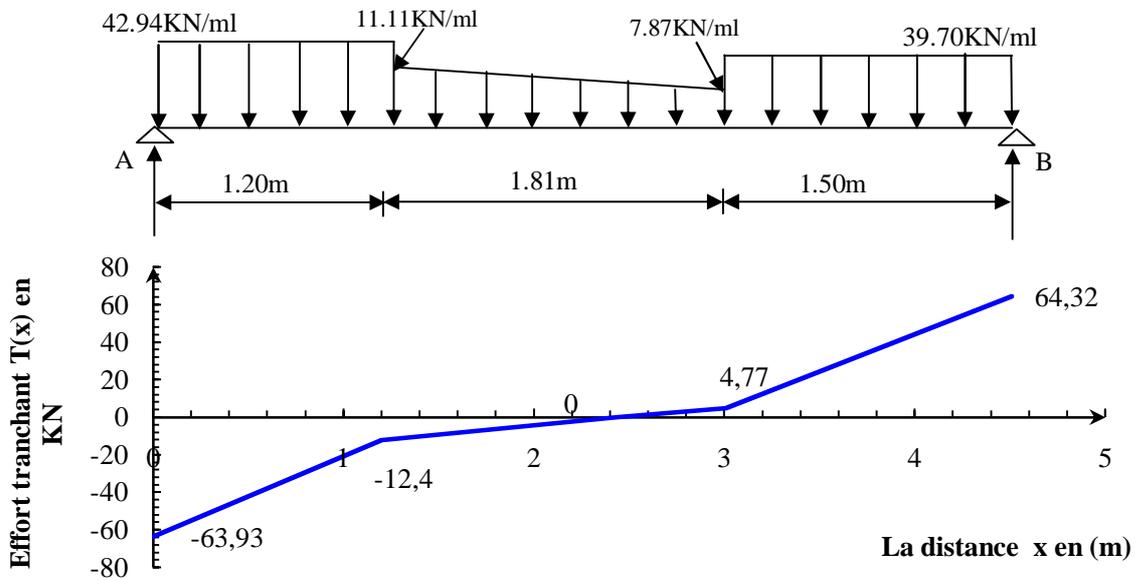


Figure III.79 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

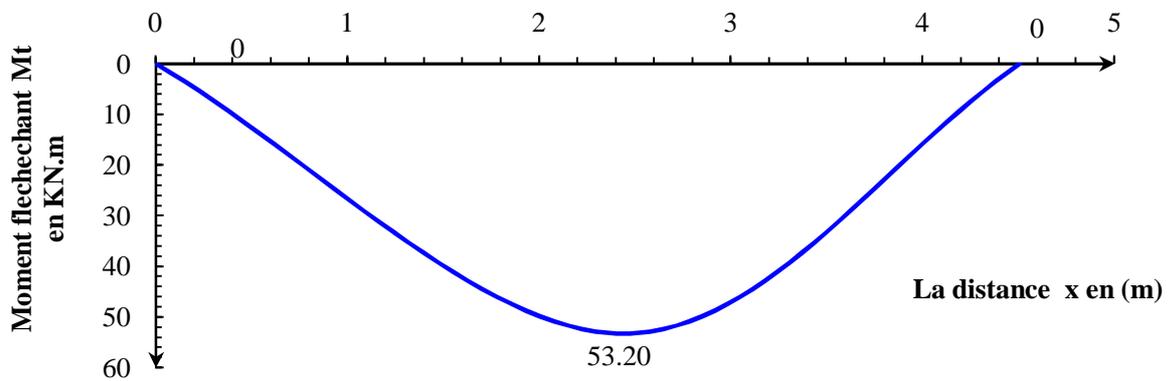


Figure III.80 Diagramme du moment isostatique à l'ELU.

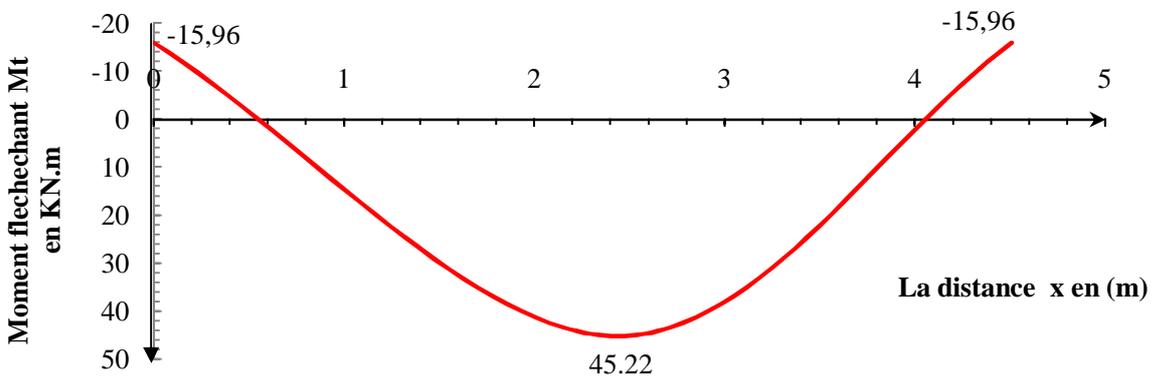


Figure III.81 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

- Aux appuis : $M_a = 15.96 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.96 \times 10^6}{300 \times (430)^2 \times 14.2} = 0.020 \quad \mathbf{p} \quad m_l = 0.392$$

$$m = 0.020 \Rightarrow b = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{bd \left(\frac{f_e}{g_s} \right)} = \frac{15.96 \times 10^5}{0.990 \times 43 \times 348 \times 10^2} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

- En travée : $M_t = 45.22 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45.22 \times 10^6}{300 \times (430)^2 \times 14.2} = 0.057 < m_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0.057 \Rightarrow b = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_t}{bd \left(\frac{f_e}{g_s} \right)} = \frac{45.22 \times 10^5}{0.970 \times 43 \times 348 \times 10^2} = 3.12 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

✓ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA99V2003)

$$A_s = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

c) Vérifications à l'ELU

1. Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \S \text{ Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \\ \S \text{ En travée : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \S \text{ Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \\ \S \text{ En travée : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.20}{g_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{64.32 \times 10^3}{300 \times 430} = 0.48 \text{ MPa} < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se} = y_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \times p \times f = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{mm}$$

$$t_{se} = \frac{64.32 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 113.04} = 1.47 \text{MPa} < \bar{t}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

4. Encrage des barres aux appuis

Ø Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$L_s = \frac{f \times fe}{4t_s} \quad \text{avec } t_s = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_{app} \times fe}{4t_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_s = 45 \text{cm.}$$

$$L_s = \frac{f_{travée} \times fe}{4t_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_s = 45 \text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur d'ancrage nécessaire pour les aciers HA est :

$$L_a = 0.4 L_s = 18 \text{cm.}$$

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

Ø Influence sur le béton

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{g_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left(\frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 43) \times 30 = 774 \text{KN}$$

$$T_u = 64.32 \text{KN} < 774 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence sur les armatures longitudinales

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{fe} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$\frac{1.15}{fe} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(64.32 + \frac{(-15.96) \times 10^2}{0.9 \times 43} \right) = 0.068$$

$$A_a = 3.39 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Calcul des armatures transversales

$$f_t \leq \min \left\{ f_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 14 ; 12.85 ; 30 \right\} = 12.85 \text{ mm}$$

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

Nous adopterons 1 cadre et 1 étrier en HA8, soit $A_t = 2.01\text{cm}^2$.

▼ *Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91)*

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{0.9 \times 43; 40\text{cm}\} = 38.7\text{cm}$$

$$S_t \leq 38.7\text{cm}$$

▼ *Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003)*

1) *Zone nodale*

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12f_t\right\} = \min\left\{11.25\text{cm}; 16.8\text{cm}\right\}$$

Soit : $S_t = 11\text{cm}$

2) *Zone courante (travée)*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$$

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

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_{tr} \geq A_{tr_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_{tr} = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{tr_{\min}} = 1.8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Calcul à l'ELS

a) *Calcul des efforts internes*

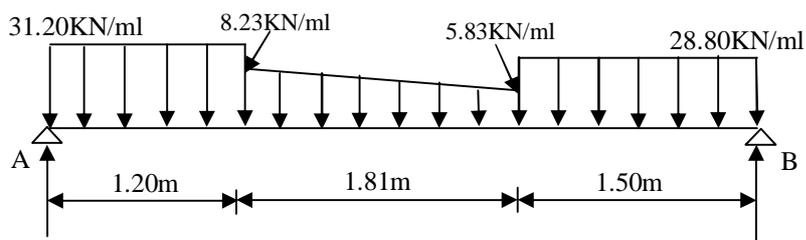


Figure III.82 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

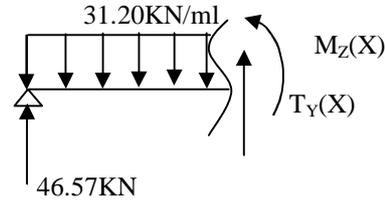
Ø *Réactions d'appuis*

$$R_A = 46.57\text{KN} \text{ et } R_B = 46.79\text{KN}$$

Ø Efforts internes

Le 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1.2m$

$$M(x) = 46.57x - 31.20 \times \frac{x^2}{2}$$

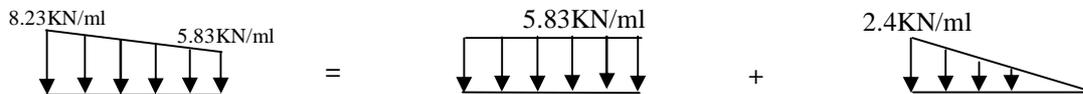


- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0kNm.$
- Pour $x = 1.2m$ \longrightarrow $M(1.2) = 33.42kNm$

$$T(x) = -46.57 + 31.20x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = -46.57kN.$
- Pour $x = 1.2m$ \longrightarrow $T(1.2) = -9.13kN.$

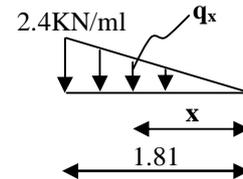
Le 2^{eme} tronçon : $0m \leq x \leq 1.81m$



o Détermination de la charge q en fonction de x

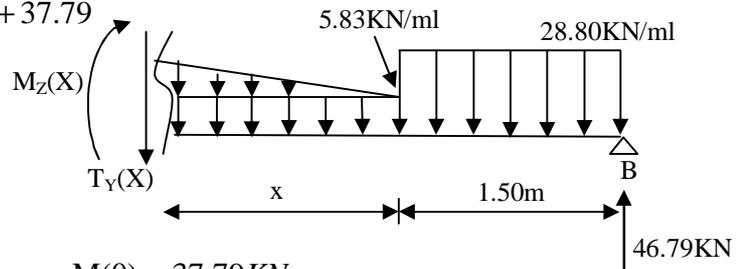
A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{1.81}{2.4} \Rightarrow q_x = 1.326x$$



$$M(x) = 46.79 \times (x + 1.5) - 28.80 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + x \right) - 5.83 \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{1.326x}{2} \right) \times x \times \frac{x}{3}$$

$$M(x) = -0.221x^3 - 2.915x^2 + 3.59x + 37.79$$



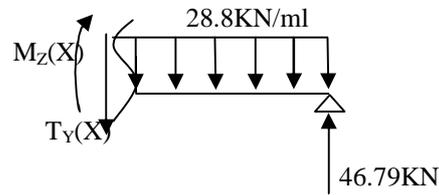
- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 37.79kNm.$
- Pour $x = 1.81m$ \longrightarrow $M(1.81) = 33.42kNm.$

$$T(x) = -0.663x^2 - 5.83x + 3.59$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 3.59kN.$
- Pour $x = 1.81m$ \longrightarrow $T(1.81) = -9.13kN.$

Le 3^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 1.5m$

$$M(x) = 46.79x - 28.8 \times \frac{x^2}{2}$$



- Pour $x = 0$ \longrightarrow $M(0) = 0 \text{ KNm}$.

- Pour $x = 1.5m$ \longrightarrow $M(1.5) = 37.79 \text{ KNm}$

$$T(x) = 46.79 - 28.80x$$

- Pour $x = 0$ \longrightarrow $T(0) = 46.79 \text{ KN}$.

- Pour $x = 1.5m$ \longrightarrow $T(1.5) = 3.59 \text{ KN}$.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad -0.663x^2 - 5.83x + 3.59 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 0.57m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -0.221(0.57)^3 - 2.915(0.57)^2 + 3.59(0.57) + 37.79 = 38.85 \text{ KNm}$$

$$M_z^{\max} = 38.85 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres : $M_t = 0.85 M_0$ et $M_a = -0.3 M_0$

$$\text{Donc : } M_t = 33.02 \text{ KN.m} \text{ et } M_a = -11.66 \text{ KN.m}$$

Ø Diagrammes des efforts internes

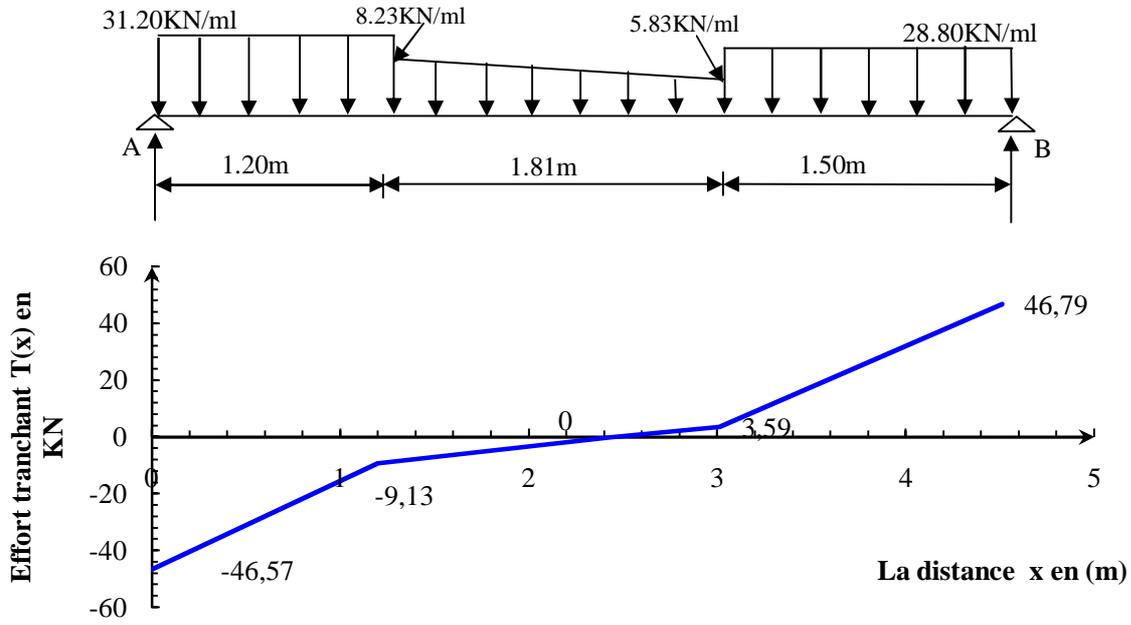


Figure III.83 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

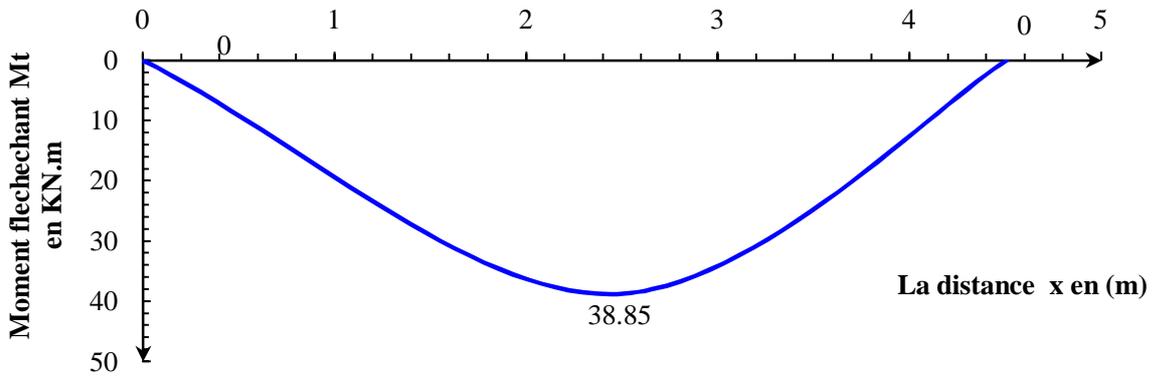


Figure III.84 Diagramme du moment isostatique à l'ELS.

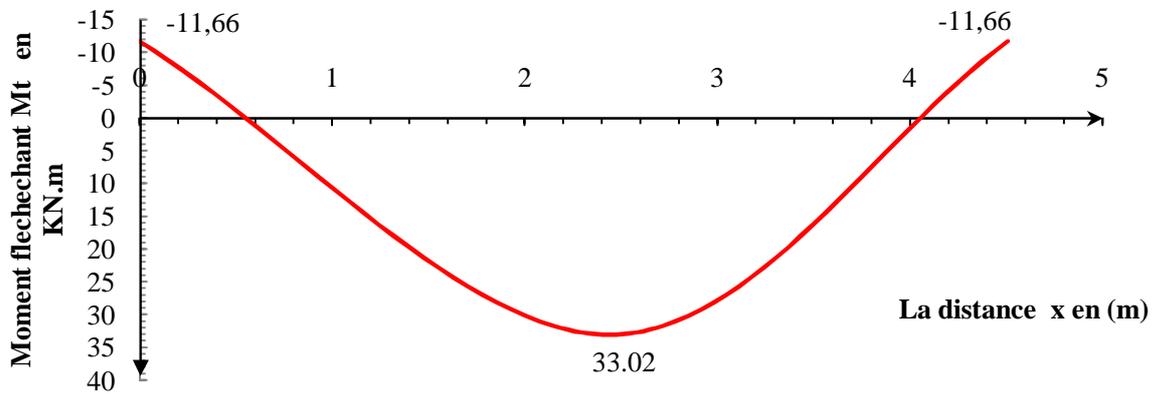


Figure III.85 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

b) Vérifications à l'ELS

1. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

§ Aux appuis : $M_s^a = 11.66KN.m.$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 43} = 0.26$$

$$r_1 = 0.26 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_s^a}{b_1 \times d \times A_a} = \frac{11.66 \times 10^6}{0.919 \times 430 \times 3.39 \times 10^2} = 87.04MPa$$

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 1.86MPa < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

§ En travée : $M_s^t = 33.02KN.m.$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 43} = 0.36$$

$$r_1 = 0.36 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.907 \\ K_1 = 38.76 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_s^t}{b_1 \times d \times A_t} = \frac{33.02 \times 10^6}{0.907 \times 430 \times 4.62 \times 10^2} = 183.26MPa$$

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 4.73MPa < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91)

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

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{451} = 0.0998 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{«Condition vérifiée »}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0998 \geq \frac{33.02}{10 \times 38.85} = 0.0849 \quad \text{«Condition vérifiée »}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} = \frac{4.62}{30 \times 43} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{«Condition vérifiée »}$$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : Le ferrailage de la poutre brisée sera comme suit :

Armatures longitudinales

3HA14 pour le lit inférieur.

3HA12 pour le lit supérieur.

Armatures transversales

1 cadre et 1 étrier en HA8.

III.5 Cage d'ascenseur

III.5.1 Caractéristiques des ascenseurs

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, la surface de la cabine est de 3.30 m^2 (1.50×2.20) pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

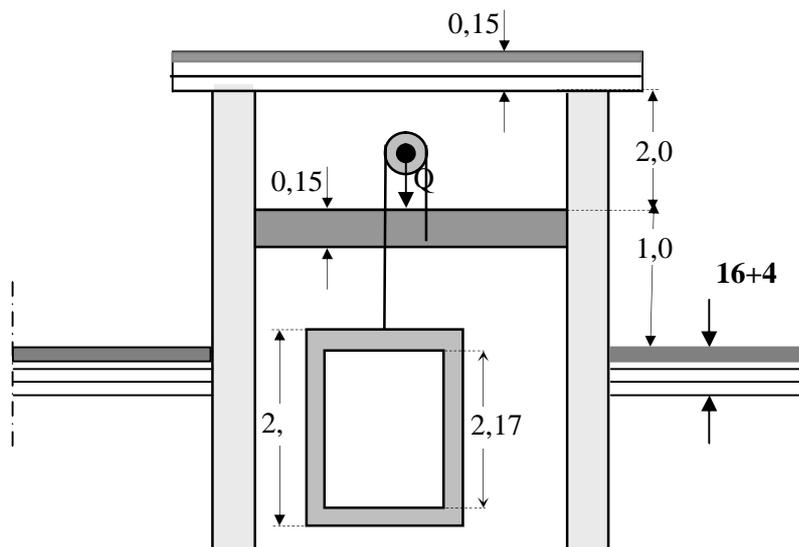


Figure III.87 Schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur.

III.5.2 Calcul de la dalle plein de la salle machine

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

▼ Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

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

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

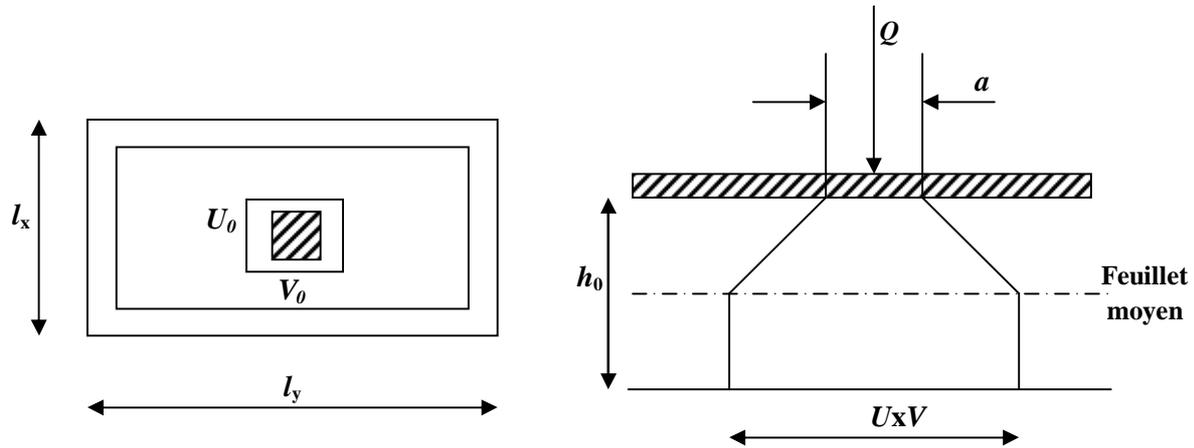


Figure III.88 Diffusion des charges dans le feuillet moyen.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{2.20} = 0.70 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2 K.e + h_0 \\ V = V_0 + 2K.e + h_0 \end{cases}$$

avec : e : épaisseur du revêtement (e = 0cm) (pas de revêtement)

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

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

$U_0 = V_0 = 0.80\text{m}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée)

$$\begin{cases} U = 0,8 + 0,15 = 0,95 \text{ m} \\ V = 0,8 + 0,15 = 0,95 \text{ m} \end{cases}$$

1. Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

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

avec : v : Coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU.} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS.} \end{cases}$

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

$$\left. \begin{aligned} r &= \frac{l_x}{l_y} = 0.70 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{95}{150} = 0.60 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{95}{220} = 0,40 \end{aligned} \right\} \quad M_1 = 0.108 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.068$$

A l'ELU

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

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

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,108 = 13,12 \text{ KN m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,068 = 8,26 \text{ KNm}$$

2. Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine M_{x2}, M_{y2}

$r = 0,70 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$r = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ m_y = 0,436 \end{cases}$$

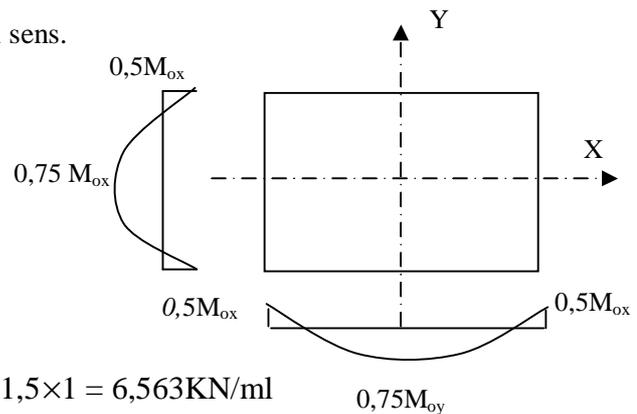
$$M_{x2} = m_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0683 \times 6,563 \times (1,5)^2 = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,436 \times 1,01 = 0,44 \text{ KN.m}$$



3. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,12 + 1,01 = 14,13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,26 + 0,44 = 8,70 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis le coefficient (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

▼ Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Aux appuis	En travée	Aux appuis	En travée
M_u (KN.m)	$M_a = 0.5 \times 14.13$ $= 7.065$	$M_t = 0.75 \times 14.13$ $= 10.60$	$M_a = 0.5 \times 8.70$ $= 4.35$	$M_t = 0.75 \times 8.70$ $= 6.52$
m	0.029	0.044	0.018	0.027
b	0.985	0.978	0.991	0.986
A_s (cm ²)	1.44	2.39	0.97	1.46
A_s (cm ²) adoptée	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14
S_t (cm)	25	25	25	25

a) Vérification à l'ELU : $u=0$

1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL91)

$$A_{\min} = r_0 \times b \times h \times \frac{(3-r)}{2} \Rightarrow A \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0.70)}{2} = 1.38 \text{ cm}^2$$

avec : ρ_0 : taux minimal d'acier en travée dans le sens (x-x)

• Sens X-X

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ f } 1.38 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ f } 1.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• Sens Y-Y

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ f } 1.38 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ f } 1.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

2. Diamètre minimal des barres

On doit vérifiée que : $f_{\max} \leq \frac{h_e}{10} \Rightarrow 1 \text{ p } \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

\emptyset : diamètre des armatures longitudinales.

3. Ecartement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

• Sens X-X

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \leq 25\text{cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25\text{cm} \leq 25\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

• Sens Y-Y

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification de non poinçonnement (5.2.4.2/BAEL 91 modifié 99)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$q \leq 0.045 m_c h \frac{f_{c28}}{g_b}$$

avec : m_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen et h : épaisseur totale de la dalle

$$q = 1.35G = 121.5\text{KN}$$

$$m_c = 2(U+V) = 2(0.95 + 0.95) = 3.8\text{m}$$

$$q = 121.5\text{KN} < 0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 427.5\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5. Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge : $t_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{g_b}$

$$\ddot{u} \text{ Au milieu de « u » on a : } T_u = \frac{q}{2L_y + L_x} \text{ avec } q = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121.5\text{KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 2.2 + 1.5} = 20.59\text{KN}$$

$$\ddot{u} \text{ Au milieu de « v » on a : } T_u = \frac{q}{3L_y} = \frac{121.5}{3 \times 2.20} = 18.41\text{KN}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 20.59\text{KN}$$

$$t_u = \frac{20.59 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.158\text{MPa} < \bar{t}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{g_b} = 1.17\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS : $\nu = 0,2$

1. Moments engendrés par le système de levage

$$q_s = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q(M_1 + 0,2M_2) = 90(0,108 + 0,2 \times 0,068) = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q(M_2 + 0,2M_1) = 90(0,068 + 0,2 \times 0,108) = 8,064 \text{ KN.m}$$

2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN / ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = m_x q_s l_x^2 \\ M_{y2} = m_y M_{x2} \end{cases}$$

$$r = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ m_y = 0,585 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0743 \times 4,75 \times 1,50 = 0,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,585 \times 0,53 = 0,31 \text{ KN.m}$$

3. Les moments globaux

$$M_{tx} = M_{x1} + M_{x2} = 10,94 + 0,53 = 11,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = M_{y1} + M_{y2} = 8,064 + 0,31 = 8,37 \text{ KN.m}$$

4. Correction des moments

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 11,47 = 5,73 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 8,37 = 4,185 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t = 0,75 \times M_x = 8,60 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,75 \times M_y = 6,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5. Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $s_{bc} \leq \overline{s_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

- Sens X-X :

Aux appuis : $M_a = 5.73 \text{ KN.m}$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow b_1 = 0.921 \text{ et } K_1 = 48.29$$

$$S_{st} = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.73 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 152.41 \text{ MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 3.15 \text{ MPa} < \overline{S_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 8.60 \text{ KN.m}$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow b_1 = 0.921 \text{ et } K_1 = 48.29$$

$$S_{st} = \frac{M_t^{\max}}{b_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{8.60 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 228.75 \text{ MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 4.73 \text{ MPa} < \overline{S_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = 4.185 \text{ KN.m}$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow b_1 = 0.921 \text{ et } K_1 = 48.29$$

$$S_{st} = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.185 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 111.32 \text{ MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 2.31 \text{ MPa} < \overline{S_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 6.28 \text{ KN.m}$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow b_1 = 0.921 \text{ et } K_1 = 48.29$$

$$S_{st} = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d \cdot A_t} = \frac{6.28 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 167.04 \text{ MPa}$$

$$S_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} = 3.46 \text{ MPa} < \overline{S_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6. Etat limite d'ouverture des fissures (Artc4.5,32/BAEL91)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

7. Etat limite de déformation

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0.1 \quad , \quad \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{11.47}{20 \times 8.6} = 0.067 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \quad , \quad \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est :

✓ **En travée**

Sens x – x : 4HA10 $S_t = 25\text{cm}$.

Sens y – y : 4HA10 $S_t = 25\text{cm}$.

✓ **Sur appuis**

Sens x – x : 4HA10 $S_t = 25\text{cm}$.

Sens y – y : 4HA10 $S_t = 25\text{cm}$.

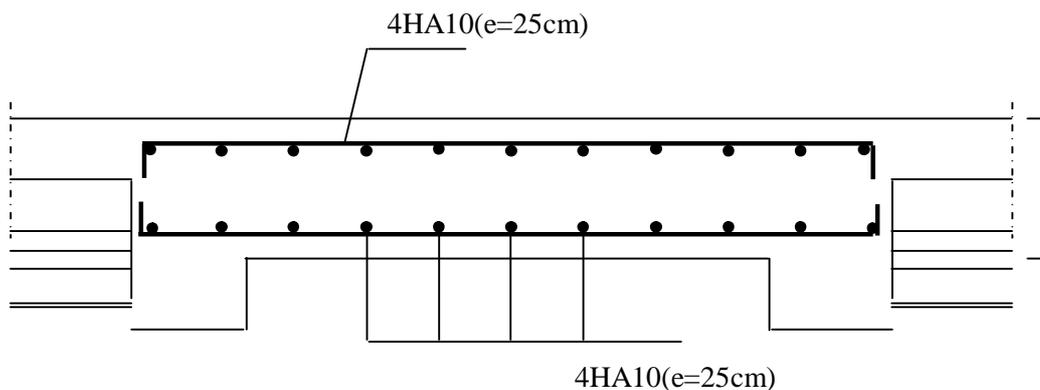


Figure III.89 Schéma de ferrailage de la dalle machine.

Chapitre IV

Étude dynamique

Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mène suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.1 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2. Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :
 - $H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.
 - $H \leq 30$ m pour la zone III.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

Remarque

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

V.2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2. Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS qui est présenté en annexe n°03, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère...).

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) sont modélisés par des éléments finis de type «*frame*».
- Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type «*Shell*».
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

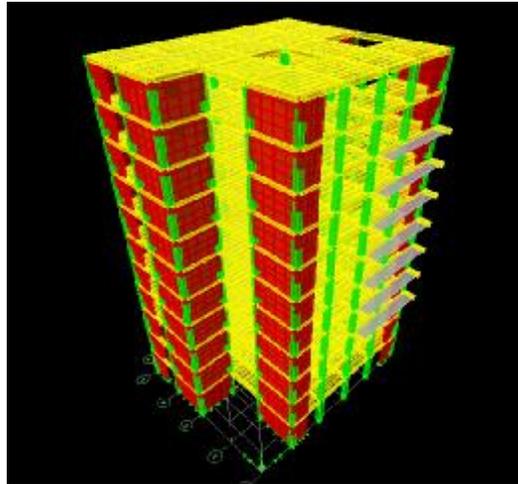


Figure IV.1 Vue en 3D de la structure.

3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5h \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

$A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2).

h : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) .

$$h = \sqrt{\frac{7}{(2+x)}} \geq 0.7.$$

ξ : Pourcentage d'amortissements critique (Tableau 4.2/RPA99).

$$x(\%) = 8.5 \Rightarrow h = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0.82 \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3/RPA99).

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7/RPA99).

Site meuble (site S3) $\Rightarrow T_1 = 0.15s, T_2 = 0.50s$.

Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non ; sa valeur est donnée par le tableau (4.4/RPA99).

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités dans les deux sens.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	P_q		P_q	
	Obs.	Non obs.	Obs.	Non obs.
1-Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/	/	0.05
2-Redondance en plan	0	/	0	/
3-Régularité en plan	0	/	/	0.05
4-Régularité en élévation	0	/	0	/
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/	0	/

Donc: $Q_x = 1$ et $Q_y = 1.10$.

4. Les valeurs du spectre de réponse

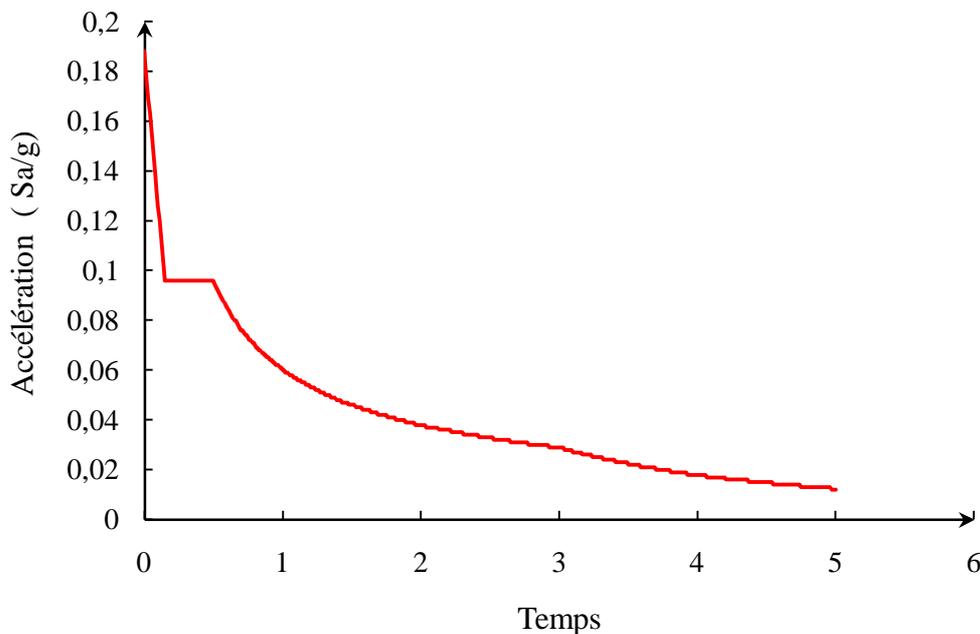


Figure IV.2 Spectre de réponse selon x.

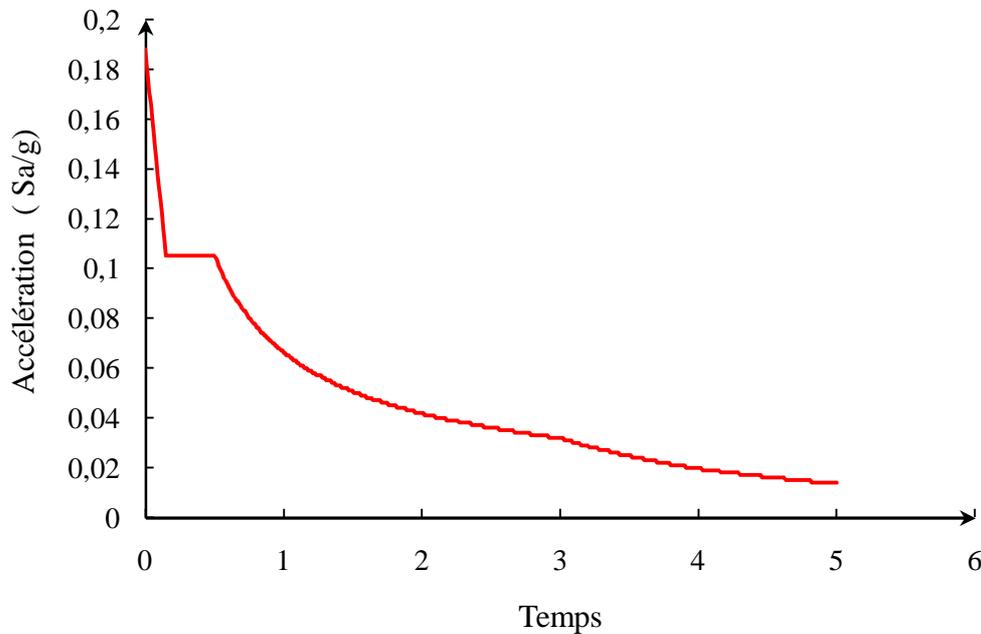


Figure IV.3 Spectre de réponse selon y.

6. Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le **RPA99 V2003** :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N = 34,51\text{m}$).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99 ($C_T = 0,05$).

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$\left. \begin{aligned} T_f &= 0,05(34,51)^{3/4} = 0,712 \text{ s} \\ \text{Sens xx : } T_f &= \frac{0,09(34,51)}{\sqrt{20,7}} = 0,683 \text{ s} \\ \text{Sens yy : } T_f &= \frac{0,09(34,51)}{\sqrt{17,3}} = 0,747 \text{ s} \\ T_f &= 1,3 \times 0,683 = 0,89 \text{ s} \end{aligned} \right\} T_f = T_{\min} = 0,683 \text{ s}$$

5. Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,886564	68,5491	0,0088	0	68,5491	0,0088	0
2	0,81673	0,0097	69,8153	0	68,5588	69,8241	0
3	0,607774	0,0132	0,0398	0	68,572	69,8639	0
4	0,196278	17,6872	0,9049	0	86,2592	70,7688	0
5	0,193032	1,0236	16,8737	0	87,2828	87,6425	0
6	0,142878	0,25	0,016	0	87,5328	87,6585	0
7	0,085391	3,6382	2,3838	0	91,171	90,0423	0

Constatations

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir du 7^{ème} mode suivant les deux directions (x-x) et (y-y).
- La période fondamentale de la structure est $T = 0,88s \leq 1.3 T_f = 0,89s$.

6. Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

▼ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

§ Facteur d'amplification dynamique de la structure « D »

$$D = \begin{cases} 2.5h & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Sens longitudinal : $T = 0.683s$.

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5h \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.50}{0.683} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.67.$$

Sens transversal : $T = 0.747s$.

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5h \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.50}{0.747} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.57.$$

§ Poids total de la structure « W »

Story	Masse	Poids
STORY1	578,3101	5783,101
STORY2	572,2542	5722,542
STORY3	580,421	5804,21
STORY4	560,22	5602,2
STORY5	560,22	5602,2
STORY6	560,22	5602,2
STORY7	560,22	5602,2
STORY8	560,22	5602,2
STORY9	560,22	5602,2
STORY10	545,3834	5453,834
STORY11	441,6814	4416,814
Total	6079,3701	60793,701

Donc : $V_x = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1}{4} \times 60793,701 = 3807,206 KN$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.57 \times 1.1}{4} \times 60793,701 = 3937,152 KN$$

§ Comparaison entre les efforts de la méthode statique équivalente et de la méthode dynamique

Sens	V_{Etabs}	V_{MSE}	$\frac{V_{Etabs}}{V_{MSE}}$	Observation
Longitudinal	3276,31	3807,206	0.86 > 0.8	Vérifié
Transversal	3456,47	3937,152	0.88 > 0.8	Vérifié

7. Effets de la torsion accidentelle (Art 4.3.7/RPA99)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\mp 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

▼ Excentricité accidentelle

$$\begin{cases} e_x = \mp 0.05L_y = \mp 0.942m. \\ e_y = \mp 0.05L_x = \mp 1.035m. \end{cases}$$

▼ *Excentricité théorique*

$$\begin{cases} e_x = CMX - CRX \\ e_y = CMY - CRY \end{cases}$$

avec : CM : centre de masse et CR centre de torsion.

Tableau IV.2 Excentricités théorique et accidentelle.

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05L _y	0.05L _x
STORY1	11,124	9,234	11,269	11,076	0,145	1,842	0,942	1,035
STORY2	11,125	9,232	11,303	10,72	0,178	1,488		
STORY3	11,072	9,105	11,295	10,338	0,223	1,233		
STORY4	11,099	9,161	11,279	10,077	0,18	0,916		
STORY5	11,099	9,161	11,26	9,89	0,161	0,729		
STORY6	11,099	9,161	11,243	9,749	0,144	0,588		
STORY7	11,099	9,161	11,227	9,64	0,128	0,479		
STORY8	11,099	9,161	11,213	9,551	0,114	0,39		
STORY9	11,099	9,161	11,201	9,479	0,102	0,318		
STORY10	10,953	9,424	11,191	9,42	0,238	-0,004		
STORY11	10,934	9,424	11,184	9,371	0,25	-0,053		

8. Justification de la sécurité

a. Justification vis-à-vis des déformations

▼ *Calcul des déplacements (Art 4.43/RPA99)*

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R\delta_{ek}.$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 4).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Tableau IV.3 Vérification des déplacements.

STORY	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$D_K(x)$	$D_K(y)$	1%he	Vérification
STORY11	0,021303	0,020028	0,085212	0,080112	0,008984	0,007864	0,0306	Ok
STORY10	0,019057	0,018062	0,076228	0,072248	0,009212	0,008172	0,0306	Ok
STORY9	0,016754	0,016019	0,067016	0,064076	0,009376	0,008452	0,0306	Ok
STORY8	0,01441	0,013906	0,05764	0,055624	0,009428	0,008648	0,0306	Ok
STORY7	0,012053	0,011744	0,048212	0,046976	0,00932	0,008704	0,0306	Ok
STORY6	0,009723	0,009568	0,038892	0,038272	0,00900	0,008552	0,0306	Ok
STORY5	0,007473	0,00743	0,029892	0,02972	0,008424	0,008152	0,0306	Ok
STORY4	0,005367	0,005392	0,021468	0,021568	0,007544	0,007428	0,0306	Ok
STORY3	0,003481	0,003535	0,013924	0,01414	0,00664	0,006652	0,0306	Ok
STORY2	0,001821	0,001872	0,007284	0,007488	0,005008	0,005108	0,0323	Ok
STORY1	0,000569	0,000595	0,002276	0,00238	0,002276	0,00238	0,0340	Ok

b. Justification vis-à-vis de l'effet P-D (Art 5.9/RPA99)

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-D**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$q = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV.4 Vérification de l'effet P-D.

Story	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
		$\Delta_k(x)$	$V_k(x) \times h_k$	q_x	$\Delta_k(y)$	$V_k(y) \times h_k$	q_y
STORY1	60793,701	0,002276	11139,454	0,0124213	0,00238	11751,998	0,01231186
STORY2	55010,60	0,005008	10974,622	0,02510274	0,005108	11602,534	0,02421834
STORY3	49288,058	0,00664	10044,2987	0,03258293	0,006652	10656,093	0,03076776
STORY4	43483,848	0,007544	8974,062	0,03655448	0,007428	9545,7312	0,03383691
STORY5	37881,648	0,008424	8349,5466	0,03821944	0,008152	8884,1592	0,03475975
STORY6	32279,448	0,00900	7645,104	0,03800014	0,008552	8124,759	0,03397686
STORY7	26677,248	0,00932	6857,5824	0,0362565	0,008704	7271,6922	0,03193188
STORY8	21075,048	0,009428	5960,268	0,03333668	0,008648	6290,2278	0,02897463
STORY9	15472,848	0,009376	4884,4638	0,02970099	0,008452	5106,3444	0,02561059
STORY10	9870,648	0,009212	3513,2472	0,02588159	0,008172	3621,9996	0,02227028
STORY11	4416,814	0,008984	1785,7242	0,02222104	0,007864	1810,8162	0,01918131

Remarque : Les effets du second ordre peuvent être négligés.

9. Justification du système de contreventement

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

✓ Charges sismiques reprises par les portiques

Sens xx : 10,35%

Sens yy : 10,08%

✓ Charges sismiques reprises par les voiles

Sens xx : 89,65%

Sens yy : 89,92%

✓ Charges verticales reprises par les portiques

$$N_s = 25400,817 \text{ KN} \Rightarrow 58,23\%$$

✓ Charges verticales reprises par les voiles

$$N_s = 18218,364 \text{ KN} \Rightarrow 41,77\%$$

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le RPA 99 version 2003, le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Remarque

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

Avant cela nous donnons un récapitulatif des efforts internes dans les différents éléments sous forme de tableaux.

▼ Efforts internes dans les poutres

Niv	Poutres principales				
	Travée		Appuis		
	Combinaison	Mmax	Mmax	Tmax	
SS	ELS	38,57	-52,996	-82,27	81,58
	ELU	53,729	-73,823	-114,58	113,62
	0,8GE	22,504	-43,05	-52,93	52,46
	GQE	39,035	-65,803	-88,33	87,33
RDC	ELS	38,143	-54,006	-83,65	81,6
	ELU	53,137	-75,008	-116,38	113,54
	0,8GE	23,222	-58,899	-62,23	58,74
	GQE	38,954	-73,149	-97,38	93,07
1	ELS	34,067	-56,296	-79,38	76,7
	ELU	46,982	-77,653	-109,48	105,78
	0,8GE	21,766	-71,118	-69,18	64,53
	GQE	36,148	-81,391	-97,42	91,77
2	ELS	31,95	-61,758	-82,95	79,43
	ELU	44,06	-85,167	-114,39	109,53
	0,8GE	23,548	-80,092	-74,55	68,83
	GQE	37,842	-90,921	-104,01	96,95
3	ELS	32,721	-66,209	-85,73	81,79
	ELU	45,125	-91,297	-118,23	112,77
	0,8GE	27,561	-85,555	-78,38	72,02
	GQE	39,178	-98,03	-108,8	100,96
4	ELS	33,364	-69,963	-88,12	83,77
	ELU	46,01	-96,462	-121,51	115,5
	0,8GE	28,326	-88,63	-81,18	74,34
	GQE	40,162	-103,419	-112,4	103,94
5	ELS	33,901	-73,013	-90,05	85,4
	ELU	46,748	-100,659	-124,17	117,74
	0,8GE	28,844	-89,747	-83,01	75,87
	GQE	40,859	-107,199	-114,89	106,02
6	ELS	34,298	-75,44	-91,59	86,73
	ELU	47,293	-103,996	-126,29	119,57
	0,8GE	29,119	-89,521	-84,11	76,82
	GQE	41,268	-109,682	-116,49	107,4
7	ELS	34,725	-77,005	-92,61	87,55
	ELU	47,88	-106,146	-127,69	120,7
	0,8GE	29,368	-88,231	-84,47	77,06
	GQE	41,652	-110,795	-117,19	107,91
8	ELS	34,413	-78,855	-93,68	88,99
	ELU	47,455	-108,682	-129,15	122,66
	0,8GE	28,885	-87,276	-85,06	78,04
	GQE	41,084	-112,344	-118,12	109,34
9	ELS	36,224	-74,208	-90,06	83,48
	ELU	49,686	-101,985	-123,58	114,52
	0,8GE	32,06	-81,689	-84,18	75,3
	GQE	43,486	-106,018	-112,86	101,71

Niv	Poutres secondaires				
	Travée		Appuis		
	Combinaison	Mmax	Mmax	Tmax	
SS	ELS	7,37	-11,12	-14,92	15,7
	ELU	10,22	-15,376	-20,67	21,75
	0,8GE	4,94	-23,718	-18,09	18,3
	GQE	7,711	-27,735	-23,84	23,96
RDC	ELS	7,527	-16,222	-17,75	17,56
	ELU	10,437	-22,411	-24,56	24,32
	0,8GE	7,644	-38,45	-25,9	26,3
	GQE	8,369	-44,096	-32,65	32,87
1	ELS	11,349	-19,706	-24,3	27,14
	ELU	15,718	-27,146	-33,65	37,56
	0,8GE	7,383	-49,215	-31,63	32,19
	GQE	11,769	-55,568	-38,01	40,48
2	ELS	11,404	-23,525	-23,96	27,48
	ELU	15,792	-32,405	-33,18	38,03
	0,8GE	7,427	-57,371	-36,21	36,87
	GQE	11,826	-64,921	-43,4	43,73
3	ELS	11,571	-26,221	-23,63	27,81
	ELU	16,024	-36,114	-32,72	38,49
	0,8GE	7,528	-62,865	-39,09	39,82
	GQE	11,988	-71,223	-46,77	47,12
4	ELS	11,687	-28,639	-23,95	28,08
	ELU	16,183	-39,44	-32,96	38,87
	0,8GE	7,577	-66,684	-41,14	41,91
	GQE	12,079	-75,777	-49,27	49,62
5	ELS	11,789	-30,61	-25,04	28,31
	ELU	16,324	-42,149	-34,46	39,17
	0,8GE	7,612	-68,939	-42,35	43,14
	GQE	12,151	-78,629	-50,84	51,17
6	ELS	11,833	-32,184	-25,92	28,47
	ELU	16,385	-44,314	-35,66	39,39
	0,8GE	7,625	-69,96	-42,9	43,7
	GQE	12,178	-80,128	-51,69	52
7	ELS	12,026	-33,302	-26,52	28,57
	ELU	16,651	-45,848	-36,49	39,54
	0,8GE	7,736	-69,885	-42,82	43,6
	GQE	12,363	-80,39	-51,79	52,09
8	ELS	7,99	-34,27	-27,13	25,8
	ELU	10,993	-47,18	-37,33	35,49
	0,8GE	6,55	-70,028	-43,16	43,95
	GQE	9,251	-80,828	-52,35	52,62
9	ELS	8,403	-31,358	-25,18	24,18
	ELU	11,504	-43,128	-34,56	33,17
	0,8GE	6,958	-62,471	-38,05	38,82
	GQE	9,492	-72,211	-46,1	46,48

▼ Efforts internes dans les poteaux

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C21	ELS	0	-1686,98	-0,15	-0,81	-0,015	-0,944	-0,228
	C4	ELS	3	-845,33	-2,94	-9,23	-0,015	17,4	5,353
	C22	ELS	3	-1346,22	-3,37	2,79	-0,015	-5,273	6,296
	C2	ELS	3	-1200,12	1,53	-10,07	-0,015	18,913	-3,096
	C21	ELU	0	-2322,68	-0,2	-1,14	-0,02	-1,319	-0,311
	C4	ELU	3	-1161,72	-4,06	-12,84	-0,02	24,207	7,407
	C22	ELU	3	-1852,48	-4,68	3,9	-0,02	-7,377	8,756
	C2	ELU	3	-1653,62	2,11	-14,01	-0,02	26,322	-4,269
	C14	08GEX MIN	0	-1181,2	-8,28	1,21	-0,263	0,86	-20,08
	C4	08GEX MAX	3	-168,79	9,34	-4,88	0,246	10,713	12,055
	C4	08GEX MIN	0	-976,96	-12,98	-5,82	-0,263	-7,181	-26,906
	C2	08GEY MIN	0	-1028,75	-0,69	-10,82	-0,196	-23,028	-2,164
	C20	GQEX MIN	0	-1746,36	-6,98	-1,06	-0,269	-1,704	-18,427
	C4	GQEX MAX	3	-447,33	8,22	-8,76	0,24	18,016	14,086
C4	GQEX MIN	0	-1258,52	-14,09	-9,69	-0,269	-11,505	-28,228	
C2	GQEY MIN	0	-1450,24	-0,15	-15,07	-0,202	-27,808	-1,652	
STORY2	C20	ELS	0	-1506,71	0,78	-0,69	-0,043	-1,676	1,221
	C4	ELS	3	-746,36	-7,4	-17,42	-0,043	21,969	10,343
	C22	ELS	0	-1219,42	-7,86	5,73	-0,043	9,625	-12,74
	C2	ELS	0	-1106,74	4,07	-18,46	-0,043	-32,526	6,153
	C20	ELU	0	-2072,47	1,08	-0,98	-0,06	-2,355	1,689
	C4	ELU	3	-1024,74	-10,24	-24,26	-0,06	30,597	14,308
	C22	ELU	0	-1676,21	-10,92	8,02	-0,06	13,457	-17,703
	C2	ELU	0	-1523,8	5,61	-25,72	-0,06	-45,296	8,479
	C14	08GEX MIN	0	-1059,76	-14,28	2,34	-0,47	4,3	-27,859
	C4	08GEX MAX	3	-132,71	14,54	-9,14	0,42	13,916	27,72
	C4	08GEX MIN	0	-890,6	-23,73	-10,88	-0,47	-18,848	-43,481
	C27	08GEY MAX	0	-502	0,49	16,12	0,362	32,172	1,255
	C20	GQEX MIN	0	-1564,75	-11,57	-0,97	-0,488	-2,111	-23,632
	C4	GQEX MAX	3	-373,49	11,73	-16,55	0,402	23,318	31,627
C4	GQEX MIN	0	-1134,42	-26,53	-18,29	-0,488	-31,686	-47,981	
C2	GQEY MIN	0	-1330,6	0,73	-23,74	-0,431	-45,891	0,661	

STORY3	C20	ELS	0	-1330,06	1,16	0,06	-0,071	-0,121	1,748
	C4	ELS	2,83	-652,13	-10,84	-16,73	-0,071	19,436	13,566
	C4	ELS	0	-666,46	-10,84	-16,73	-0,071	-27,908	-17,101
	C2	ELS	0	-1002,45	7,75	-16,92	-0,071	-28,434	11,145
	C20	ELU	0	-1827,35	1,6	0,07	-0,098	-0,2	2,41
	C4	ELU	2,83	-894,28	-14,97	-23,17	-0,098	26,832	18,727
	C4	ELU	0	-913,62	-14,97	-23,17	-0,098	-38,74	-23,633
	C2	ELU	0	-1379,39	10,7	-23,43	-0,098	-39,486	15,38
	C20	08GEX MIN	0	-949,41	-18,03	-0,16	-0,582	-0,317	-32,448
	C4	08GEX MAX	2,83	-111,11	20,56	-8,75	0,499	14,367	38,797
	C4	08GEX MIN	0	-795,52	-34,28	-11,77	-0,582	-19,055	-58,223
	C8	08GEY MAX	0	-754,18	7,58	22,2	0,479	38,623	11,991
	C20	GQEX MIN	0	-1384,87	-17,62	-0,21	-0,611	-0,535	-31,829
	C4	GQEX MAX	2,83	-315,66	16,58	-15,22	0,47	21,419	43,71
	C4	GQEX MIN	0	-1002,93	-38,25	-18,24	-0,611	-30,315	-64,562
C27	GQEY MAX	0	-724,08	-0,65	25,88	0,45	45,708	-0,5	
STORY4	C20	ELS	0	-1175,42	1,61	0,74	-0,095	0,71	2,363
	C4	ELS	2,66	-572,35	-14,36	-18,03	-0,095	20,812	16,753
	C4	ELS	0	-585,82	-14,36	-18,03	-0,095	-27,144	-21,438
	C27	ELS	0	-780,86	-4,39	18,21	-0,095	27,55	-6,513
	C20	ELU	0	-1614,75	2,21	1,02	-0,132	0,977	3,25
	C4	ELU	2,66	-784,83	-19,81	-24,83	-0,132	28,685	23,117
	C4	ELU	0	-803,01	-19,81	-24,83	-0,132	-37,37	-29,581
	C27	ELU	0	-1071,32	-6,05	25,08	-0,132	37,925	-8,977
	C20	08GEX MIN	0	-841,8	-23,24	0,12	-0,644	-0,166	-37,974
	C4	08GEX MAX	2,66	-98,83	24,95	-9,61	0,532	16,14	46,988
	C4	08GEX MIN	0	-698,03	-43,35	-13,97	-0,644	-21,14	-68,338
	C8	08GEY MAX	0	-666,61	9,92	27,3	0,549	43,671	14,761
	C20	GQEX MIN	0	-1225,88	-22,7	0,37	-0,683	0,078	-37,18
	C4	GQEX MAX	2,66	-278,14	19,79	-15,85	0,493	23,445	53,009
	C4	GQEX MIN	0	-880,03	-48,51	-20,21	-0,683	-30,437	-76,037
C8	GQEY MAX	0	-987,7	12,96	30,68	0,51	48,674	19,162	

STORY5	C20	ELS	0	-1022,61	1,89	1,28	-0,113	1,879	2,772
	C4	ELS	2,66	-493,76	-16,72	-19,09	-0,113	21,543	19,38
	C4	ELS	0	-507,23	-16,72	-19,09	-0,113	-29,235	-25,099
	C4	ELS	0	-507,23	-16,72	-19,09	-0,113	-29,235	-25,099
	C20	ELU	0	-1404,64	2,6	1,76	-0,157	2,573	3,815
	C4	ELU	2,66	-677,02	-23,07	-26,32	-0,157	29,7	26,741
	C4	ELU	0	-695,2	-23,07	-26,32	-0,157	-40,321	-34,637
	C4	ELU	0	-695,2	-23,07	-26,32	-0,157	-40,321	-34,637
	C20	08GEX MIN	0	-734,84	-25,86	0,38	-0,677	0,525	-41,18
	C4	08GEX MAX	2,66	-89,74	26,17	-9,61	0,544	17,113	52,572
	C4	08GEX MIN	0	-599,74	-47,58	-15,04	-0,677	-22,884	-74,001
	C8	08GEY MAX	0	-580,27	11,21	29,35	0,589	45,929	16,9
	C20	GQEX MIN	0	-1068,01	-25,22	0,78	-0,724	1,098	-40,239
	C4	GQEX MAX	2,66	-244,15	20,15	-16,38	0,497	24,714	59,534
	C4	GQEX MIN	0	-756,85	-53,59	-21,8	-0,724	-33,28	-83,039
C8	GQEY MAX	0	-857,9	14,73	32,96	0,543	51,382	22,19	
STORY6	C20	ELS	0	-872,35	2,19	1,41	-0,127	1,995	3,247
	C4	ELS	2,66	-417,66	-18,75	-19,5	-0,127	22,158	21,597
	C4	ELS	0	-431,12	-18,75	-19,5	-0,127	-29,717	-28,29
	C27	ELS	0	-583,58	-5,94	19,61	-0,127	29,798	-8,913
	C20	ELU	0	-1198,04	3,01	1,93	-0,177	2,732	4,468
	C4	ELU	2,66	-572,61	-25,88	-26,88	-0,177	30,545	29,799
	C4	ELU	0	-590,79	-25,88	-26,88	-0,177	-40,967	-39,036
	C27	ELU	0	-800,47	-8,18	27,03	-0,177	41,074	-12,278
	C20	08GEX MIN	0	-628,88	-27,73	0,41	-0,693	0,57	-43,463
	C4	08GEX MAX	2,66	-82,65	26,53	-9,47	0,543	18,009	56,397
	C4	08GEX MIN	0	-502,78	-50,57	-15,8	-0,693	-24,023	-78,137
	C8	08GEY MAX	0	-495,68	12,01	30,78	0,606	47,587	18,106
	C20	GQEX MIN	0	-912,04	-26,99	0,84	-0,745	1,176	-42,363
	C4	GQEX MAX	2,66	-212,98	19,8	-16,34	0,49	25,81	64,144
	C4	GQEX MIN	0	-635,8	-57,31	-22,67	-0,745	-34,491	-88,298
C8	GQEY MAX	0	-730,92	15,8	34,54	0,554	53,254	23,806	

STORY7	C20	ELS	0	-723,96	2,44	1,65	-0,137	2,426	3,639
	C4	ELS	2,66	-343,37	-20,41	-20,05	-0,137	22,734	23,4
	C4	ELS	0	-356,83	-20,41	-20,05	-0,137	-30,596	-30,901
	C27	ELS	0	-485,32	-6,58	20,16	-0,137	30,663	-9,919
	C20	ELU	0	-994,04	3,35	2,26	-0,191	3,323	5,008
	C4	ELU	2,66	-470,7	-28,16	-27,64	-0,191	31,338	32,283
	C4	ELU	0	-488,88	-28,16	-27,64	-0,191	-42,179	-42,636
	C27	ELU	0	-665,58	-9,06	27,79	-0,191	42,268	-13,663
	C20	08GEX MIN	0	-523,72	-28,8	0,61	-0,696	0,959	-44,579
	C4	08GEX MAX	2,66	-75,42	25,96	-9,44	0,534	18,799	58,61
	C4	08GEX MIN	0	-408,44	-52,15	-16,55	-0,696	-25,219	-80,123
	C8	08GEY MAX	0	-412,12	12,61	31,4	0,605	48,075	19,069
	C20	GQEX MIN	0	-757,51	-27,98	1,12	-0,752	1,696	-43,345
	C4	GQEX MAX	2,66	-182,24	18,64	-16,49	0,477	26,793	66,99
	C4	GQEX MIN	0	-517,96	-59,47	-23,6	-0,752	-36	-91,204
C8	GQEY MAX	0	-605,79	16,68	35,3	0,549	53,984	25,212	
STORY8	C20	ELS	0	-577,21	2,64	1,84	-0,144	2,731	3,97
	C4	ELS	2,66	-270,65	-21,68	-20,34	-0,144	23,005	24,734
	C4	ELS	0	-284,12	-21,68	-20,34	-0,144	-31,099	-32,928
	C27	ELS	0	-387,28	-7,07	20,49	-0,144	31,303	-10,734
	C20	ELU	0	-792,27	3,63	2,52	-0,199	3,74	5,463
	C4	ELU	2,66	-370,95	-29,91	-28,04	-0,199	31,714	34,122
	C4	ELU	0	-389,13	-29,91	-28,04	-0,199	-42,87	-45,427
	C27	ELU	0	-530,98	-9,74	28,24	-0,199	43,148	-14,783
	C20	08GEX MIN	0	-419,34	-29,16	0,78	-0,689	1,144	-44,742
	C4	08GEX MAX	2,66	-66,59	24,68	-9,33	0,52	19,245	59,312
	C4	08GEX MIN	0	-317,81	-52,52	-17,03	-0,689	-26,058	-80,404
	C8	08GEY MAX	0	-329,33	12,95	31,29	0,593	47,624	19,661
	C20	GQEX MIN	0	-604,34	-28,27	1,34	-0,748	1,974	-43,395
	C4	GQEX MAX	2,66	-150,43	16,92	-16,49	0,461	27,349	68,157
	C4	GQEX MIN	0	-404,34	-60,28	-24,19	-0,748	-37,006	-92,189
C8	GQEY MAX	0	-482,13	17,22	35,28	0,534	53,695	26,139	

STORY9	C20	ELS	0	-431,8	2,85	1,94	-0,146	2,973	4,274
	C4	ELS	2,66	-199,2	-22,84	-21,06	-0,146	24,14	26,129
	C4	ELS	0	-212,66	-22,84	-21,06	-0,146	-31,871	-34,615
	C27	ELS	0	-289,38	-7,64	21,37	-0,146	32,246	-11,508
	C20	ELU	0	-592,36	3,92	2,65	-0,202	4,073	5,881
	C4	ELU	2,66	-272,93	-31,5	-29,02	-0,202	33,259	36,04
	C4	ELU	0	-291,11	-31,5	-29,02	-0,202	-43,927	-47,75
	C27	ELU	0	-396,57	-10,52	29,44	-0,202	44,442	-15,847
	C20	08GEX MIN	0	-315,71	-29,3	0,75	-0,673	1,119	-44,434
	C4	08GEX MAX	2,66	-55,11	23,15	-9,51	0,502	20,499	59,92
	C4	08GEX MIN	0	-231,56	-52,52	-17,88	-0,673	-27,074	-79,798
	C8	08GEY MAX	0	-247,25	13,33	31,22	0,574	46,931	20,171
	C20	GQEX MIN	0	-452,37	-28,33	1,35	-0,733	2,028	-42,985
	C4	GQEX MAX	2,66	-116,36	15	-16,87	0,442	28,902	69,233
C4	GQEX MIN	0	-295,5	-60,67	-25,24	-0,733	-38,25	-92,156	
C8	GQEY MAX	0	-359,74	17,83	35,35	0,514	53,187	26,97	
STORY10	C20	ELS	0	-287,13	2,73	2,23	-0,143	3,307	4,292
	C4	ELS	2,66	-128,97	-22,03	-19,05	-0,143	20,16	24,129
	C4	ELS	0	-142,43	-22,03	-19,05	-0,143	-30,519	-34,471
	C27	ELS	0	-191,69	-7,16	19,13	-0,143	30,969	-11,44
	C20	ELU	0	-393,46	3,75	3,06	-0,199	4,529	5,907
	C4	ELU	2,66	-176,59	-30,39	-26,29	-0,199	27,848	33,286
	C4	ELU	0	-194,77	-30,39	-26,29	-0,199	-42,087	-47,547
	C27	ELU	0	-262,45	-9,87	26,4	-0,199	42,703	-15,753
	C20	08GEX MIN	0	-212,47	-27,2	0,94	-0,646	1,272	-42,268
	C4	08GEX MAX	2,66	-40,43	20,23	-8,27	0,477	16,858	53,454
	C4	08GEX MIN	0	-150,16	-48,57	-16,13	-0,646	-26,039	-75,752
	C8	08GEY MAX	0	-165,82	12,44	28,06	0,553	43,885	19,581
	C20	GQEX MIN	0	-301,06	-26,27	1,61	-0,705	2,279	-40,808
	C4	GQEX MAX	2,66	-79,49	12,37	-15,12	0,419	24,263	62,075
C4	GQEX MIN	0	-191,91	-56,43	-22,98	-0,705	-36,865	-88,04	
C8	GQEY MAX	0	-238,38	16,74	31,86	0,494	49,966	26,339	

STORY11	C20	ELS	0	-144,36	4,08	2,41	-0,139	3,77	5,381
	C4	ELS	2,66	-59,1	-31,23	-30,52	-0,139	42,057	41,027
	C4	ELS	0	-72,57	-31,23	-30,52	-0,139	-39,122	-42,057
	C26	ELS	2,66	-79,83	11,07	30,99	-0,139	-43,046	-15,126
	C20	ELU	0	-197,19	5,61	3,32	-0,193	5,172	7,403
	C4	ELU	2,66	-80,74	-43,07	-41,93	-0,193	57,701	56,558
	C4	ELU	0	-98,92	-43,07	-41,93	-0,193	-53,831	-57,995
	C26	ELU	2,66	-109,2	15,25	42,57	-0,193	-59,065	-20,831
	C20	08GEX MIN	0	-110,73	-36,61	0,67	-0,612	1,343	-48,979
	C4	08GEX MAX	2,66	-22,42	24,41	-14,25	0,447	37,251	85,169
	C4	08GEX MIN	0	-72,69	-64,8	-26,8	-0,612	-34,025	-87,211
	C8	08GEY MIN	2,66	-76,45	5,7	-18,4	-0,692	-54,461	-24,197
	C20	GQEX MIN	0	-151,85	-35,24	1,47	-0,669	2,54	-47,162
	C4	GQEX MAX	2,66	-39,35	13,38	-24,25	0,39	50,587	99,624
	C4	GQEX MIN	0	-92,31	-75,84	-36,79	-0,669	-47,273	-102,121
C8	GQEY MIN	2,66	-106,84	11,88	-12,69	-0,749	-62,169	-32,369	

▼ Efforts internes dans les voiles

Niv	VL1, VL3, VT3, VT4					
	Combinaison	Nmax	Nmin	Mmax	Tmax	Ns
SS	ELU	-3712,44	-2631,48	-180,393	-58,81	
	0,8GE	-5881,25	-2015,86	7276,845	824,56	
	GQE	-6665,1	-1232,01	7275,222	827,12	
	ELS					2716,55
RDC	ELU	-3404,86	-2427,12	-255,137	-127,12	
	0,8GE	-5136,06	1595,26	-5585,88	864,29	
	GQE	-5846,32	885	-5595,489	870,6	
	ELS					-2490,99
1	ELU	-3080,48	-2220,79	-290,208	-150,01	
	0,8GE	-4310,35	1112,11	-4221,833	823,97	
	GQE	-4941,88	480,59	-4237,309	828,84	
	ELS					-2254,34
2	ELU	-2746,68	-1974,12	-281,467	-161,43	
	0,8GE	-3561,34	705,27	-3172,233	-766,52	
	GQE	-4125,58	141,03	-3242,509	-778,4	
	ELS					-2010,16
3	ELU	-2417,84	-1721,35	-246,776	-172,12	
	0,8GE	-2903,67	384,81	-2381,477	-713,94	
	GQE	-3401,48	-113	-2456,726	-726,37	
	ELS					-1769,58
4	ELU	-2083,4	-1465,42	-243,302	-179,34	
	0,8GE	-2310,1	133,4	-1733,422	-650,83	
	GQE	-2740,49	-289,42	-1797,33	-663,48	
	ELS					-1524,88
5	ELU	-1744,72	-1207,15	-245,246	-185,52	
	0,8GE	-1787,02	-42,53	-1204,861	-580,09	
	GQE	-2148,84	-314,74	-1257,064	-592,6	
	ELS					-1277,08
6	ELU	-1407,72	-947,41	-245,011	-191,61	
	0,8GE	-1312,67	-84,13	812,556	-499,95	
	GQE	-1604,69	-295,25	-829,825	-511,92	
	ELS					-1030,83
7	ELU	-1066,35	-687,71	242,3	-198,84	
	0,8GE	-893	-46,55	877,682	-404,87	
	GQE	-1113,79	-233,12	899,115	-415,87	
	ELS					-780,91
8	ELU	-716,95	-429,15	276,688	-212,65	
	0,8GE	-636,64	46,51	831,704	-289,23	
	GQE	-781,71	-64,24	857,807	-321,55	
	ELS					-525,18
9	ELU	-353,2	-148,14	434,129	-263,21	
	0,8GE	-338,39	69,38	577,849	-206,39	
	GQE	-406,66	36,56	610,638	-269,48	
	ELS					-259,04

Niv	VT1, VT2, VL5, VL6					
	Combinaison	Nmax	Nmin	Mmax	Tmax	Ns
SS	ELU	-1700,8	-1069,9	-60,455	15,3	
	0,8GE	-3454,63	1680,36	1011,867	208,65	
	GQE	-3812,26	1322,74	1013,265	208,59	
	ELS					-1244,76
RDC	ELU	-1549,34	-988,8	-68,257	28,34	
	0,8GE	-2956,81	1334,92	652,38	162,27	
	GQE	-3280,12	1011,6	653,659	170,67	
	ELS					-1134,26
1	ELU	-1410,56	-897,58	-60,376	22,68	
	0,8GE	-2435,78	967,34	556,094	187,28	
	GQE	-2724,66	678,46	556,433	191,18	
	ELS					-1032,91
2	ELU	-1252,58	-803,21	-52,395	28,39	
	0,8GE	-1973,95	662,91	486,231	207,15	
	GQE	-2232,51	404,35	494,405	212,51	
	ELS					-917,32
3	ELU	-1101,36	-705,04	-53,451	33,9	
	0,8GE	-1575,73	424,56	419,435	211,99	
	GQE	-1802,26	198,03	427,952	217,49	
	ELS					-806,62
4	ELU	-949,61	-603,45	-56,836	37,95	
	0,8GE	-1219,5	230,37	356,943	210,49	
	GQE	-1413,46	36,41	365,779	216,01	
	ELS					-695,5
5	ELU	-795,81	-499,07	-59,28	41,04	
	0,8GE	-913,07	87,92	299,122	204,18	
	GQE	-1074,1	-73,11	308,278	209,7	
	ELS					-582,88
6	ELU	-640	-392,47	-60,956	43,21	
	0,8GE	-657,03	28,05	-293,943	193,69	
	GQE	-784,81	-89,16	-304,115	199,19	
	ELS					-468,8
7	ELU	-481,95	-283,01	-62,846	43,94	
	0,8GE	-484,34	65,76	-300,176	178,94	
	GQE	-569,41	-15,32	-309,753	184,25	
	ELS					-353,08
8	ELU	-320,6	-138,63	64,267	-44,5	
	0,8GE	-339,54	91,51	-291,609	163,04	
	GQE	-390,36	41,87	-300,842	168,43	
	ELS					-234,96
9	ELU	-156,41	-70,3	101,877	66,24	
	0,8GE	-166,59	92,11	-361,56	174,83	
	GQE	-194,91	76,37	-378,888	182,21	
	ELS					-114,79

Niv	VL2, VL4					
	Combinaison	Nmax	Nmin	Mmax	Tmax	Ns
SS	ELU	-3921,8	-3103,77	-367,209	53,48	
	0,8GE	-5303,68	1301,94	-6553,509	876,71	
	GQE	-6167,45	438,17	-6575,057	888,03	
	ELS					-2864,64
RDC	ELU	-3551,61	-2789,22	-332,115	111,97	
	0,8GE	-4557,9	915,26	5351,855	976,12	
	GQE	-5331,99	141,17	5371,115	1007,78	
	ELS					-2595,41
1	ELU	-3181,72	-2481,77	-305,581	139,35	
	0,8GE	-3758,34	474,5	4239,885	935,81	
	GQE	-4442,81	-209,97	4272,846	972,61	
	ELS					-2326,39
2	ELU	-2837,03	-2203,76	-311,285	154,36	
	0,8GE	-3104,91	178,65	3304,058	866,1	
	GQE	-3716,03	-432,46	3335,212	905,18	
	ELS					-2074,25
3	ELU	-2485,2	-1924,06	-310,621	165,45	
	0,8GE	-2546,03	-18,56	2548,424	791,48	
	GQE	-3080,82	-458,9	2586,417	832,59	
	ELS					-1817,09
4	ELU	-2127,8	-1641,84	-310,498	175,22	
	0,8GE	-2029,38	-93,17	1930,476	710,45	
	GQE	-2486,2	-447,24	1974,171	753,71	
	ELS					-1555,92
5	ELU	-1766,68	-1357,21	-310,505	184,44	
	0,8GE	-1558,81	-128,14	1408,172	627,06	
	GQE	-1936,61	-423,67	1457,243	672,46	
	ELS					-1292,07
6	ELU	-1403,6	-1070,43	-312,763	194,1	
	0,8GE	-1136,98	-147,71	978,699	539,4	
	GQE	-1435,24	-384,25	1032,521	587,1	
	ELS					-1026,8
7	ELU	-1040,89	-782,06	-323,048	206,68	
	0,8GE	-790,91	-149,47	641,841	440,6	
	GQE	-1009,76	-326,64	699,519	491,4	
	ELS					-761,8
8	ELU	-683,02	-488,52	-355,68	228,32	
	0,8GE	-546,94	-116,92	-553,075	329,53	
	GQE	-687,66	-228,22	-640,262	385,09	
	ELS					-500,29
9	ELU	-335,52	-188,85	-521,957	291,35	
	0,8GE	-306,57	-48,23	-436,736	234,71	
	GQE	-372,02	-90,76	-558,778	304,79	
	ELS					-246,29

Niv	VT5, VT6					
	Combinaison	Nmax	Nmin	Mmax	Tmax	Ns
SS	ELU	-3808,59	-3564,99	-236,595	-22,11	
	0,8GE	-3544,2	-335,53	8693,792	-852,02	
	GQE	-4355,52	-1116,72	-8729,296	-857,9	
	ELS					-2784,77
RDC	ELU	-3504,97	-3224,93	-310,338	-47,22	
	0,8GE	-2990,95	-551,87	-6740,014	-836,04	
	GQE	-3740,96	-1256,97	-6820,197	-849,35	
	ELS					-2562,86
1	ELU	-3184,76	-2887,12	-364,218	-62,78	
	0,8GE	-2593,15	-607,26	-5046,283	-743,18	
	GQE	-3275,67	-1232,94	-5157,941	-759,94	
	ELS					-2328,98
2	ELU	-2833,61	-2570,94	-288,972	-75,9	
	0,8GE	-948,41	-622,87	-3684,121	-652,33	
	GQE	-2835,64	-1182,5	-3756,121	-671,94	
	ELS					-2072,15
3	ELU	-2481,16	-2244,23	-230,225	-77,97	
	0,8GE	-1898,11	-612,91	-2662,119	-570,77	
	GQE	-2424,88	-1105,97	-2718,028	-590,68	
	ELS					-1814,5
4	ELU	-2120,91	-1912,01	-185,112	-79,56	
	0,8GE	-1576,12	-587,82	-1848,418	-492,54	
	GQE	-2021,18	-1004,6	-1900,513	-512,7	
	ELS					-1551,22
5	ELU	-1755,52	-1574,9	-172,774	-80,61	
	0,8GE	-1267,14	-544,94	-1240,731	-416,04	
	GQE	-1625,37	-878,93	-1288,26	-436,35	
	ELS					-1284,23
6	ELU	-1386,64	-1221,27	-157,073	-81,5	
	0,8GE	-972,34	-447,36	-851,581	-338,38	
	GQE	-1256,71	-707,97	-893,94	-358,8	
	ELS					-1014,71
7	ELU	-1038,95	-851,8	155	-83,51	
	0,8GE	-719,53	-259,37	848,416	-253,44	
	GQE	-932,25	-441,9	885,374	-274,24	
	ELS					-761,2
8	ELU	-693,61	-486,76	165,938	-78,75	
	0,8GE	-527,21	-108,67	733,337	-159,12	
	GQE	-667,68	-211,69	773,039	-178,3	
	ELS					-474,76
9	ELU	-340,11	-143,17	255,676	-93,81	
	0,8GE	-287,13	-27,38	-547,35	-210,56	
	GQE	-353,32	-58,41	-572,645	-232,13	
	ELS					-234,48

▼ Efforts internes à la base

	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Summation	0, 0, Base	G	0	0	38044,1	348274,3	-422171,453	0
Summation	0, 0, Base	Q	0	0	6236,38	55276,343	-70037,063	0
STORY1	EX	Bottom	0	3276,31	256,66	33552,881	1196,381	76402,331
STORY1	EY	Bottom	0	256,66	3456,47	42662,869	81413,126	1169,6

Chapitre V

Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

V.1 Recommandations du RPA99 version 2003

V.1.1 Armatures longitudinales

∅ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutre principales de (30x40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire de (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

∅ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- ∅ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.
- ∅ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ∅ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V.1.2 Armatures transversales

∅ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

∅ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre Φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- ∅ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2 Etapes de calcul des armatures longitudinales

1. Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{g_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

2. Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_1 = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_1 » et « μ », deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que } \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée.

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

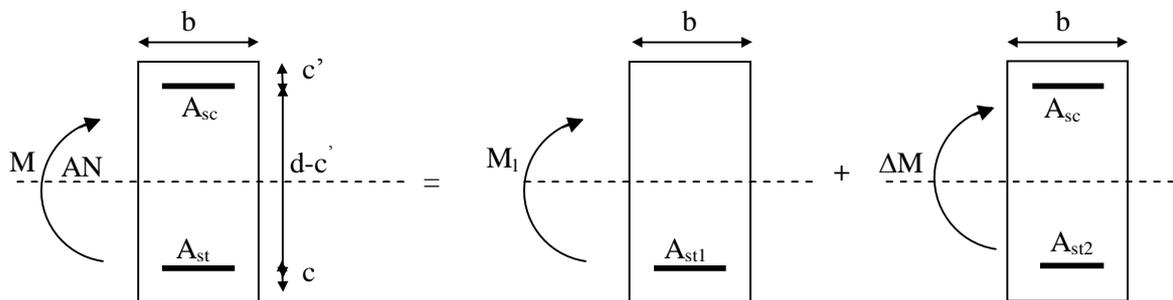


Figure V.1 Schéma de calcul en flexion simple.

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = m_1 b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{b_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \end{cases}$$

Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée et M moment sollicitant.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferraillage des poutres principales									
Armatures en travée									
NIV	M _{max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	A _s calculé	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	A adoptée[cm ²]
11	49,686	ELU	0,081	SSA	0,957	3,93	6	3HA14+3HA12	8,01
10	47,455	ELU	0,077	SSA	0,959	3,74	6	3HA14+3HA12	8,01
9	47,88	ELU	0,078	SSA	0,959	3,78	6	3HA14+3HA12	8,01
8	47,293	ELU	0,077	SSA	0,958	3,73	6	3HA14+3HA12	8,01
7	46,748	ELU	0,076	SSA	0,960	3,68	6	3HA14+3HA12	8,01
6	46,01	ELU	0,075	SSA	0,960	3,62	6	3HA14+3HA12	8,01
5	45,125	ELU	0,073	SSA	0,962	3,55	6	3HA14+3HA12	8,01
4	44,06	ELU	0,072	SSA	0,963	3,46	6	3HA14+3HA12	8,01
3	46,982	ELU	0,076	SSA	0,960	3,70	6	3HA14+3HA12	8,01
2	53,137	ELU	0,086	SSA	0,955	4,21	6	3HA14+3HA12	8,01
1	53,729	ELU	0,087	SSA	0,954	4,26	6	3HA14+3HA12	8,01
Ferraillage des poutres principales									
Armatures aux appuis									
NIV	M max [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	As calculé	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	A adoptée[cm ²]
11	106,018	G+Q+E	0,172	SSA	0,905	8,86	6	3HA16+3HA14	10,65
10	112,344	G+Q+E	0,183	SSA	0,898	9,46	6	3HA16+3HA14	10,65
9	110,795	G+Q+E	0,180	SSA	0,900	9,31	6	3HA16+3HA14	10,65
8	109,682	G+Q+E	0,178	SSA	0,901	9,21	6	3HA14+3HA14	9,24
7	107,199	G+Q+E	0,174	SSA	0,904	8,97	6	3HA14+3HA14	9,24
6	103,419	G+Q+E	0,168	SSA	0,907	8,62	6	3HA14+3HA14	9,24
5	98,03	G+Q+E	0,159	SSA	0,912	8,13	6	3HA14+3HA14	9,24
4	90,921	G+Q+E	0,148	SSA	0,919	7,48	6	3HA14+3HA12	8,01
3	81,391	G+Q+E	0,132	SSA	0,929	6,63	6	3HA14+3HA12	8,01
2	75,008	ELU	0,122	SSA	0,935	6,07	6	3HA14+3HA12	8,01
1	73,823	ELU	0,120	SSA	0,936	5,96	6	3HA14+3HA12	8,01

Ferrailage des poutres secondaires									
Armatures en travée									
NIV	M _{max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	As calculé	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A adoptée[cm ²]
11	11,504	ELU	0,022	SSA	0,989	0,96	5,25	3HA12+3HA12	6,77
10	10,993	ELU	0,021	SSA	0,989	0,91	5,25	3HA12+3HA12	6,77
9	16,651	ELU	0,032	SSA	0,984	1,39	5,25	3HA12+3HA12	6,77
8	16,385	ELU	0,031	SSA	0,984	1,37	5,25	3HA12+3HA12	6,77
7	16,324	ELU	0,031	SSA	0,984	1,36	5,25	3HA12+3HA12	6,77
6	16,183	ELU	0,031	SSA	0,984	1,35	5,25	3HA12+3HA12	6,77
5	16,024	ELU	0,031	SSA	0,984	1,34	5,25	3HA12+3HA12	6,77
4	15,792	ELU	0,030	SSA	0,985	1,32	5,25	3HA12+3HA12	6,77
3	15,718	ELU	0,030	SSA	0,985	1,31	5,25	3HA12+3HA12	6,77
2	10,437	ELU	0,020	SSA	0,990	0,87	5,25	3HA12+3HA12	6,77
1	10,22	ELU	0,020	SSA	0,990	0,85	5,25	3HA12+3HA12	6,77
Ferrailage des poutres secondaires									
Armatures aux appuis									
NIV	M _{max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	As calculé	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A adoptée[cm ²]
11	72,211	G+Q+E	0,138	SSA	0,925	6,41	5,25	3HA14+3HA12	8,01
10	80,828	G+Q+E	0,155	SSA	0,915	7,25	5,25	3HA14+3HA12	8,01
9	80,39	G+Q+E	0,154	SSA	0,916	7,21	5,25	3HA14+3HA12	8,01
8	80,128	G+Q+E	0,154	SSA	0,916	7,18	5,25	3HA14+3HA12	8,01
7	78,629	G+Q+E	0,151	SSA	0,917	7,04	5,25	3HA14+3HA12	8,01
6	75,777	G+Q+E	0,145	SSA	0,921	6,76	5,25	3HA14+3HA12	8,01
5	71,223	G+Q+E	0,136	SSA	0,927	6,31	5,25	3HA14+3HA12	8,01
4	64,921	G+Q+E	0,124	SSA	0,934	5,71	5,25	3HA14+3HA12	8,01
3	55,568	G+Q+E	0,106	SSA	0,944	4,83	5,25	3HA14+3HA12	8,01
2	44,096	G+Q+E	0,084	SSA	0,956	3,79	5,25	3HA14+3HA12	8,01
1	27,735	G+Q+E	0,053	SSA	0,916	2,49	5,25	3HA14+3HA12	8,01

V.3 Vérifications à l'ELU

V.3.1 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

-Poutres principales de (30x40): $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2 .$

-Poutres secondaires de (30x35): $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2 .$

La condition de non fragilité est vérifiée.

V.3.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1/BAEL91)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \text{ avec } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

Poutres principales $t_u = \frac{129,15 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,13 \text{ MPa}$

Poutres secondaires $t_u = \frac{52,62 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,53 \text{ MPa}$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme (Art A.5.1,21/BAEL91)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$t_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutres principales $t_u = 1,13 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Poutres secondaires $t_u = 0,53 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1,32/BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u + \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Si $(V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}) < 0 \Rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

Tableau V.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Poutres principales				
Niveaux	Mu max (KN.m)	Vu (KN)	Vu + Mu/0,9d (KN)	Obs
11	-106,018	-123,58	-433,574	Vérifié
10	-112,344	-129,15	-457,641	Vérifié
9	-110,795	-127,69	-451,652	Vérifié
8	-109,682	-126,29	-446,998	Vérifié
7	-107,199	-124,17	-437,617	Vérifié
6	-103,419	-121,51	-423,905	Vérifié
5	-98,03	-118,23	-404,867	Vérifié
4	-90,921	-114,39	-380,241	Vérifié
3	-81,391	-109,48	-347,465	Vérifié
2	-75,008	-116,38	-335,702	Vérifié
1	-73,823	-114,58	-330,437	Vérifié
Poutres secondaires				
Niveaux	Mu max (KN.m)	Vumax (KN)	Vu + Mu/0,9d (KN)	Obs
11	-72,211	46,48	-196,655	Vérifié
10	-80,828	52,62	-219,528	Vérifié
9	-80,39	52,09	-218,583	Vérifié
8	-80,128	52	-217,791	Vérifié
7	-78,629	51,17	-213,574	Vérifié
6	-75,777	49,62	-205,521	Vérifié
5	-71,223	47,12	-192,688	Vérifié
4	-64,921	43,73	-174,859	Vérifié
3	-55,568	40,48	-146,618	Vérifié
2	-44,096	32,87	-115,601	Vérifié
1	-27,735	23,96	-69,424	Vérifié

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{g_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1,32/BAEL91})$$

Poutres principales $T_u = 129,15KN < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,38 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684KN .$

Poutres secondaires $T_u = 52,62KN < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,33 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594KN .$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales : 3HA16+3HA14 $\Rightarrow \sum U_i = 28,26 \text{ cm}$

$$t_{se}^{\max} = \frac{129,15 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 282,6} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires : 3HA14+3HA12 $\Rightarrow \sum U_i = 24,492 \text{ cm}$

$$t_{se}^{\max} = \frac{52,62 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,92} = 0,72 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16,93 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22,58 \text{ cm}$.

V.4 Diamètre des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\text{Poutres principales : } \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (11,4 ; 12 ; 30)$$

$$\text{Poutres secondaires : } \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (10 ; 12 ; 30)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

V.5 Vérifications au RPA 99/Version 2003

V.5.1 Espacements des armatures

Ø Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30cm\right)$

- Poutre principales de (30x40): $S_t = 10cm$
- Poutre secondaire de (30x35): $S_t = 8,75cm$
- Soit $S_t=8cm$

Ø Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

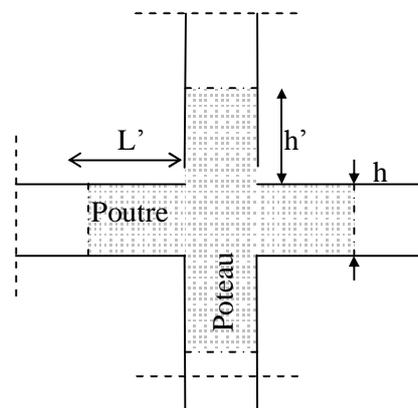
- Poutre principales de (30x40): $S_t' = 20cm$
- Poutre secondaire de (30x35): $S_t' = 17.5cm$
- Soit $S_t'=15cm$

V.5.2 Délimitation de la zone nodale

$L' = 2xh$

$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

- h : hauteur de la poutre.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
- h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

- $h' = 60 cm$
- $L' = 2x40 = 80 cm$: poutres principales de (30x40)
- $L' = 2x35 = 70 cm$: poutres secondaires de (30x35)

Remarque :

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.3 Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0,003S_t b = 0.003x15x30 = 1.35cm^2$

$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min} = 1.35cm^2$ Condition vérifiée.

V.6 Vérifications à l'ELS

V.6.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

V.6.2 Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$s_{bc} = k \times s_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{s}_{bc} = 15 \text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (\text{A : armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}.$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous

Tableau V.2 Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principales

Niveau	Ms (KNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} bar	Obs
11	36,224	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	135,55	5,22	15	Vérifié
10	34,413	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	128,77	4,96	15	Vérifié
9	34,725	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	129,94	5,00	15	Vérifié
8	34,298	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	128,34	4,94	15	Vérifié
7	33,901	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	126,85	4,88	15	Vérifié
6	33,364	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	124,84	4,81	15	Vérifié
5	32,721	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	122,44	4,71	15	Vérifié
4	31,95	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	119,55	4,60	15	Vérifié
3	34,067	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	127,47	4,91	15	Vérifié
2	38,143	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	142,73	5,49	15	Vérifié
1	38,57	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	144,32	5,56	15	Vérifié

Tableau V.3 Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales

Niveau	Ms (KNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} bar	Obs
11	74,208	10,65	0,934	0,864	21,76	0,046	212,23	9,75	15	Vérifié
10	78,855	10,65	0,934	0,864	21,76	0,046	225,52	10,36	15	Vérifié
9	77,005	10,65	0,934	0,864	21,76	0,046	220,23	10,12	15	Vérifié
8	75,44	9,24	0,811	0,871	23,76	0,042	246,68	10,38	15	Vérifié
7	73,013	9,24	0,811	0,871	23,76	0,042	238,74	10,05	15	Vérifié
6	69,963	9,24	0,811	0,871	23,76	0,042	228,77	9,63	15	Vérifié
5	66,209	9,24	0,811	0,871	23,76	0,042	216,49	9,11	15	Vérifié
4	61,758	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	231,09	8,89	15	Vérifié
3	56,296	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	210,65	8,11	15	Vérifié
2	54,006	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	202,08	7,78	15	Vérifié
1	52,996	8,01	0,703	0,878	25,98	0,038	198,30	7,63	15	Vérifié

Tableau V.4 Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires

Niveau	Ms (KNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} bar	Obs
11	8,403	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	42,79	1,63	15	Vérifié
10	7,99	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	40,69	1,55	15	Vérifié
9	12,026	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	61,24	2,33	15	Vérifié
8	11,833	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	60,26	2,29	15	Vérifié
7	11,789	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	60,03	2,28	15	Vérifié
6	11,687	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	59,51	2,26	15	Vérifié
5	11,571	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	58,92	2,24	15	Vérifié
4	11,404	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	58,07	2,21	15	Vérifié
3	11,349	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	57,79	2,20	15	Vérifié
2	7,527	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	38,33	1,46	15	Vérifié
1	7,37	6,77	0,684	0,879	26,32	0,038	37,53	1,43	15	Vérifié

Tableau V.5 Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres secondaires

Niveau	Ms (KNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} bar	Obs
11	31,358	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	136,20	5,73	15	Vérifié
10	34,27	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	148,85	6,26	15	Vérifié
9	33,302	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	144,65	6,09	15	Vérifié
8	32,184	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	139,79	5,88	15	Vérifié
7	30,61	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	132,95	5,60	15	Vérifié
6	28,639	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	124,39	5,24	15	Vérifié
5	26,221	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	113,89	4,79	15	Vérifié
4	23,525	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	102,18	4,30	15	Vérifié
3	19,706	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	85,59	3,60	15	Vérifié
2	16,222	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	70,46	2,97	15	Vérifié
1	11,12	8,01	0,809	0,871	23,76	0,042	48,30	2,03	15	Vérifié

V.6.3 Etat limite de déformation

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

Ø Valeurs limites de la flèche

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Ø Evaluation de la flèche (BAEL91/B.6.5,3)

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec} : \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + I_v m}$$

$$m = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et} \quad I_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 r}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec $n = 15$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

r : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$r = \frac{A_s}{b d}$$

s_s : Contraintes dans les aciers tendus.

$$s_s = \frac{M_s}{b_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales															
NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	β ₁	σ _s (Mpa)	μ	I ₀ (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Obs
11	36,224	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	135,546	0,3781	198928,6	150698,236	4,11	8,5	Vérifiée
10	34,413	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	128,769	0,3574	198928,6	153312,313	3,84	8,5	Vérifiée
9	34,725	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	129,937	0,3611	198928,6	152843,030	3,88	8,5	Vérifiée
8	34,298	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	128,339	0,3561	198928,6	153487,382	3,82	8,5	Vérifiée
7	33,901	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	126,853	0,3513	198928,6	154100,632	3,76	8,5	Vérifiée
6	33,364	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	124,844	0,3448	198928,6	154952,725	3,68	8,5	Vérifiée
5	32,721	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	122,438	0,3368	198928,6	156008,783	3,58	8,5	Vérifiée
4	31,95	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	119,553	0,3269	198928,6	157329,506	3,47	8,5	Vérifiée
3	34,067	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	127,474	0,3533	198928,6	153842,518	3,78	8,5	Vérifiée
2	38,143	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	142,726	0,3987	198928,6	148192,625	4,40	8,5	Vérifiée
1	38,57	4250	10818,866	40	8,01	0,00703	1,196	0,878	144,324	0,4030	198928,6	147668,202	4,46	8,5	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires															
NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	β ₁	σ _s (Mpa)	μ	I ₀ (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Obs
11	8,403	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	42,79	0,0000	131584,888	144743,376	0,97	8,5	Vérifiée
10	7,99	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	40,69	0,0000	131584,888	144743,376	0,92	8,5	Vérifiée
9	12,026	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	61,24	0,0265	131584,888	140177,241	1,43	8,5	Vérifiée
8	11,833	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	60,26	0,0195	131584,888	141351,289	1,40	8,5	Vérifiée
7	11,789	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	60,03	0,0179	131584,888	141624,096	1,39	8,5	Vérifiée
6	11,687	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	59,51	0,0142	131584,888	142264,067	1,37	8,5	Vérifiée
5	11,571	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	58,92	0,0099	131584,888	143004,987	1,35	8,5	Vérifiée
4	11,404	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	58,07	0,0037	131584,888	144096,945	1,32	8,5	Vérifiée
3	11,349	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	57,79	0,0016	131584,888	144463,291	1,31	8,5	Vérifiée
2	7,527	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	38,33	0,0000	131584,888	144743,376	0,87	8,5	Vérifiée
1	7,37	4250	10818,866	35	6,77	0,00684	1,228	0,879	37,53	0,0000	131584,888	144743,376	0,85	8,5	Vérifiée

V.7 Dispositions constructives

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 :

Ø La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée 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.

Chapitre VI

Ferraillage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables, en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1 Recommandations du RPA 99 modifié 2003

✓ Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage **minimal** d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).
Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)
Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)
Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

✓ Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{r_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

$$r_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow I_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow I_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_l^{\min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :
 - Si $I_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$
 - Si $I_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$
 - $3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.1 Calcul du ferrailage

VI.1.1 Étapes de calcul

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

$$\blacktriangledown \text{ Calcul du centre de pression : } e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{Mu}{Nu} > \frac{h}{2} - c$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

Avec : M_f : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

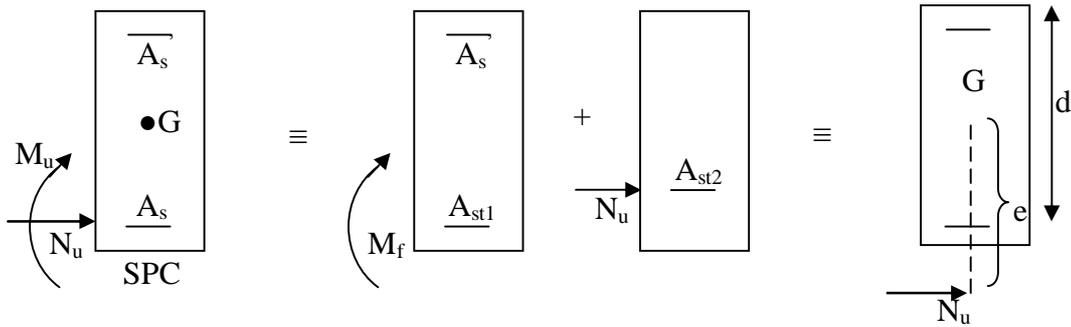


Figure VI.1 Schéma de calcul en flexion composée.

Ø Calcul des armatures

$$m_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si $m \leq m_1 = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{b \times d \times s_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{s_s}$ si l'effort est négatif

Si $m \geq m_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcule

$$M_l = m_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

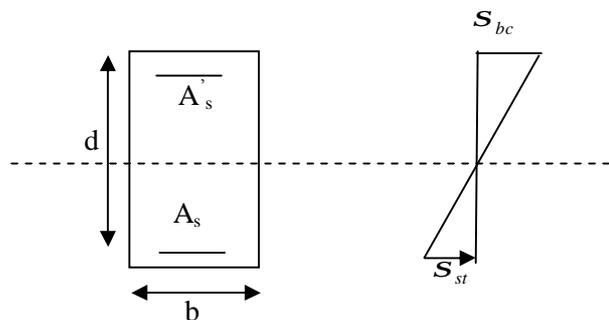


Figure VI.2 Distribution des contraintes.

Avec : M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\Delta A_{stl} = \frac{M_l}{b_1 \times d \times S_s} \quad \text{et} \quad \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') S_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times S_s}$$

La section réelle d'armatures est : $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{S_s}$.

2) Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

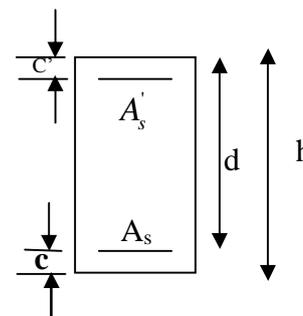
- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

- a) Si $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont $A'_s = \frac{N - 100 \gamma b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 S_s}$; $A_s = 0$

Avec :
$$\Psi = \frac{\left(0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{\left(0,8571 - \frac{c'}{h} \right)}$$



- b) Si $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot S_s}$; $A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{S_s} - A'_s$

VI.1.2 Calcul des armatures longitudinales

Les résultats du ferrailage sont donnés sous forme de tableau.

Tableau VI.1 Ferrailage des poteaux.

Niv	Section	N (KN)	M[KN.m]	Nature	As'	As	A _{min}	Ferrailage	A _{adoptée}
1 à 11	45x45	N _{max} =-2322,68	M _{cor} =-1,319	SEC	0	0	16,2	4HA20+4HA16	20,6
		N _{min} =-22,42	M _{cor} =85,169	SPC	0	5,61			
		N _{cor} =-92,31	M _{max} =-102,121	SPC	0	5,92			

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Tableau VI.2 Vérification de la condition de non fragilité.

Niv	Section	N (KN)	M[KN.m]	e _s (m)	d (cm)	b (cm)	A _{min} (cm ²)	As (cm ²)
1 à 11	45x45	N _{max} =-1686,98	M _{cor} =-0,944	0,001	43	45	4,68	20,6
		N _{min} =-59,1	M _{cor} =42,057	0,712	43	45	1,54	20,6
		N _{cor} =-79,83	M _{max} =-43,046	0,539	43	45	1,43	20,6

VI.2 Vérifications à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifier :

1. État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2. Contrainte dans le béton

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

Deux cas peuvent se présenter ; en flexion composée et à l'ELS :

- $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Ø Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2p}{3}\right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4p}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$s_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{s}_{bc}$$

Ø Vérification d'une section entièrement comprimée

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$; donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

B_0 : Section homogénéisée ($B_0 = b \cdot h + 15 A_s$).

Tableau VI.3 Vérification des contraintes.

Niv	N_s (KN)	M_s (KN.m)	Sect (cm ²)	Obs	S_{bsup} (MPa)	S_{binf} (MPa)	\bar{S}_b (MPa)	S_{ssup} (MPa)	S_{sinf} (MPa)	\bar{S}_s (MPa)	Obs
1 à	$N_{max} = -1686,98$	$M_{cor} = -0,944$	45	SEC	7,3	7,2	15	109	107,8	400	Vérifié
	$N_{min} = -59,1$	$M_{cor} = 42,057$	x	SPC	2,9	0		38	-78,4		Vérifié
11	$N_{cor} = -79,83$	$M_{max} = -43,046$	45	SPC	3	0		40,1	-72,6		Vérifié

VI.3 Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$f_t \geq \frac{f_t^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} .$$

Soit : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

VI.3.1 Recommandations du RPA 99/Version 2003

▼ Espacement des armatures

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6, 15\text{cm}) = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{ cm}$$

- En zone courante : $S_t \leq 15f_t^{\min} = 24\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{ cm}$

▼ Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

▼ Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{r_a V_u}{h_t f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant de calcul ($T_u = 42.57\text{KN}$).

h_t : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

r_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$r_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow I_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow I_g < 5 \end{cases}$$

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = (l_f/a, l_f/b) \quad l_f = 0.7.l_0$$

Avec : a et b : dimensions de la section droite du poteau.

l_0 : longueur libre du poteau

- Pour le sous-sol et RDC, poteaux (45x45) cm^2 : $l_0 = 3,20\text{m}$, $l_f = 2,24\text{m}$, $\lambda_g = 4,98$
- Pour le 1^{er} étage, poteaux (45x45) cm^2 : $l_0 = 3,03\text{m}$, $l_f = 2,121\text{m}$, $\lambda_g = 4,71$
- Pour le 2^{eme}, 3^{eme} 9^{eme} étage, poteaux (45x45) cm^2 : $l_0 = 2,86\text{m}$, $l_f = 2,002\text{m}$, $\lambda_g = 4,45$.

On remarque que $\lambda_g < 5 \Rightarrow r_a = 3,75$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{r_a \cdot T_u}{h_t \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{r_a \cdot T_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 42,57 \times 10^3 \times 15}{45 \times 400 \times 10^2} = 1,33\text{cm}^2.$$

✓ Vérification de la quantité d'armatures

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

- Si $I_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$
- Si $I_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$
- $3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

On a $3 < \lambda_g < 5$, après interpolation $A_{\min} = 0.4375\%$

Alors les quantités minimales d'armatures sont :

- **En zone nodale ($S_t=10\text{cm}$) :**

$$A_t^{\min} = \frac{0,4375}{100} \times S_t \times b = 0,004375 \times 10 \times 45 = 1,97 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante ($S_t=15 \text{ cm}$) :**

$$A_t^{\min} = \frac{0,4375}{100} \times S_t \times b = 0,004375 \times 15 \times 45 = 2,95 \text{ cm}^2$$

Conclusion : On prend $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cadres de } \Phi 10 > 2,95 \text{ cm}^2$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$t_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq t_{bu} = r_b \cdot f_{c28}$$

$$r_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } I_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } I_g < 5 \end{cases}$$

$$t_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$t_b = \frac{42,57 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,22 \leq t_{bu} = 1 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant est vérifié.

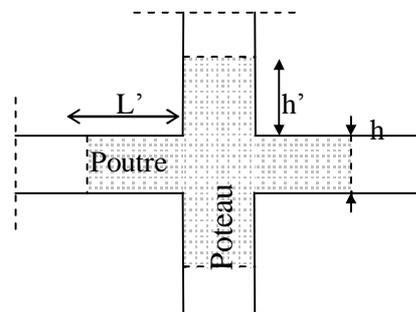
✓ Délimitation de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

h_e : hauteur libre du poteau.

$$h' = \max \left\{ \frac{320}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}.$$



Chapitre VII

Ferraillage des voiles

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en trois zones de calcul :

- Zone I : Niveaux Sous-sol, RDC et 1
- Zone II : Niveaux 2, 3, 4, et 5
- Zone III : Niveaux 6, 7, 8 et 9

▼ Combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \longrightarrow \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array}$$

$$\text{Selon le RPA 2003} \longrightarrow \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G\pm E \end{array}$$

VII Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.1 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat d'étude aux chargements.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donné par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec : L_t : longueur tendue.

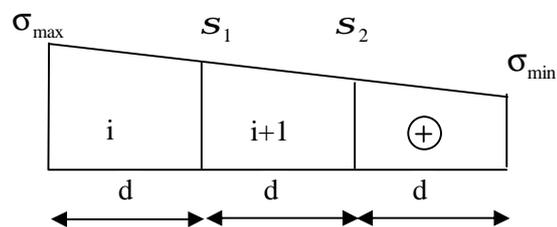
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus

a) Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

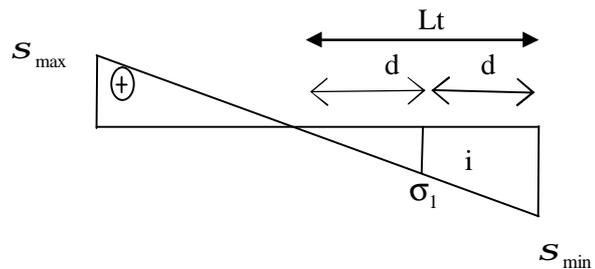
avec : e : épaisseur du voile.



b) Section partiellement comprimée

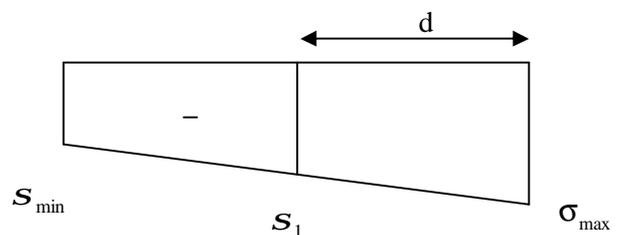
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



c) Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VII.2 Armatures verticales**a) Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

b) Section partiellement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i}{S_s}$$

c) Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Ø Armatures minimales**• Compression simple (Art A.8.1,2 /BAEL91)**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

avec B : section du béton comprimée

• Traction simple (BAEL)

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

✓ Exigences de RPA2003 (Art A.7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

VII.3 Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA99 : $A_h \geq 0.15\% B$ globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$ en zone courante

B : section du béton et A_v : section d'armatures verticales.

VII.4 Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Mais dans ce cas, les voiles sont coulés niveau par niveau et les armatures d'attentes sont suffisantes.

VII.5 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.

VII.6 Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VII.7 Dispositions constructives

Ø Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3/RPA99 (version 2003)}$$

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.

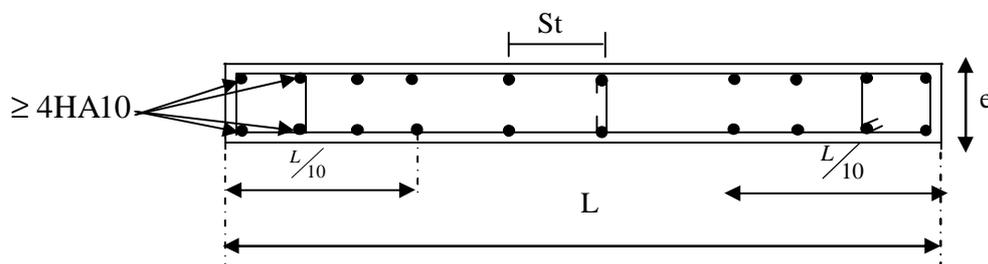


Figure VII.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Ø Longueur de recouvrement (Art 7.7.4,3/RPA99)

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Ø Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$f_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VII.8 Vérifications**Ø Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Ø 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 ($d = 0,9 h$) et 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.

▼ Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage des voiles (VL2, VL4) (zone I)

Caractéristiques géométriques :

$$L = 4,25m \quad e = 0.20m \quad V=V'=L/2=2.125m \quad I=1.279m^4 \quad B=0.85m^2.$$

Sollicitation de calcul :

$$N_{\min} = 1301,94KN \quad T_{\max} = 1007,78KN \quad M_{\max} = 6575,057KNm$$

$$N_{\max} = 6167,45KN \quad N_s = 2864,64KN$$

1^{er} cas : $N = N_{\min} = 1301,94KN$

$$\begin{cases} S_{\max} = \frac{1301,94}{0,85} + \frac{6575,057 \times 2,125}{1,279} = 12455,85KN / m^2 \\ S_{\min} = \frac{1301,94}{0,85} - \frac{6575,057 \times 2,125}{1,279} = -9392,462KN / m^2 \end{cases}$$

2^{eme} cas : $N = N_{\max} = 6167,45KN$

$$\begin{cases} S_{\max} = \frac{6167,45}{0,85} + \frac{6575,057 \times 2,125}{1,279} = 18179,98KN / m^2 \\ S_{\min} = \frac{6167,45}{0,85} - \frac{6575,057 \times 2,125}{1,279} = -3668,33KN / m^2 \end{cases}$$

⇒ Dans les deux cas la section est partiellement comprimée.

Le 1^{er} cas est le plus défavorable.

Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} L = 2,42m$$

Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 4,25 - 2,42 = 1,83m$$

ü Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1,57m$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0,91m.$$

Ü Détermination des armatures

1^{ère} bande : d = 0,91m

$$s_1 = \frac{(L_t - d)s_{\min}}{L_t} = 4696,23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{s_{\min} + s_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{9392,462 + 4696,23}{2} \times 0,91 \times 0,20 = 1287,038 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{s_{s2}} = \frac{1287,038 \times 10}{348} = 36,98 \text{ cm}^2$$

2^{ième} bande : d = 0,91m

$$N_2 = \frac{s_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4696,23 \times 0,91 \times 0,20}{2} = 429,013 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{s_{s2}} = \frac{429,013 \times 10}{348} = 12,33 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale**

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.15\% B; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec : $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max \{ 2,73 ; 9,56 \}$$

$$A_{\min} = 9,56 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

$$A_{\min} = 4,78 \text{ cm}^2 / \text{nappe.}$$

$$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} = 18,49 \text{ cm}^2 / \text{nappe} > A_{\min}$$

$$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{nappe} > A_{\min}$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : 6HA20 = 18,85 cm² / nappe ; S_t = 15 cm.

2^{ième} bande : 6HA20 = 18,85 cm² / nappe ; S_t = 15 cm.

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$.

Soit 8HA10 = 6,28 cm²/nappe avec : S_t = 12,5 cm

- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Ü Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Vérification des contraintes de cisaillement

- **Selon le RPA99**

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1007,78 \times 10}{20 \times (0,9 \times 425)} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$t_b = 1,83 \text{ MPa} < \bar{t}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91**

$$t_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{g_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{1007,78 \times 10}{20 \times (0,9 \times 425)} = 1,32 \leq \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow s_b = \frac{2864,64 \times 10}{8500 + 15(18,85 \times 4,25 \times 2)} = 2,63 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 2,63 \text{ MPa} \leq \bar{s}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

		Tableau VII.1 Ferraillage des voiles VT1, VT2, VL5 et VL6			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,775	1,775	1,775
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B(m ²)		0,355	0,355	0,355
	I(m ⁴)		0,093	0,093	0,093
	V=V'=L/2(m)		0,8875	0,8875	0,8875
Sollicitations de calcul	N _{max} (KN)		3812,26	2232,51	784,81
	N _{min} (KN)		1680,36	662,91	92,11
	M (KNm)		1013,265	494,405	378,888
	N _{ser} (KN)		1244,76	917,32	468,80
	T (KN)		208,65	217,49	199,19
	σ _{max} (KN/m ²)		14381,64	6585,464	3875,197
	σ _{min} (KN/m ²)		-4941,82	-2850,76	-3356,27
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		1,32	1,24	0,96
	L _t (m)		0,45	0,54	0,82
	d(m)		0,45	0,54	0,41
	σ ₁ (KN/m ²)		/	/	-1710,472
	N ₁ (KN)		222,196	152,870	208,702
	N ₂ (KN)		/	/	70,46
Ferraillage	A _{v1} /bande (cm ²)		6,38	4,39	6,00
	A _{v2} /bande (cm ²)		/	/	2,02
	A _{min} /bande (cm ²)		4,73	5,67	2,15
	A ₁ =A _{v1} /2(cm ²)		2,36	2,20	3,00
	A ₂ =A _{v2} /2(cm ²)		/	/	1,01
Choix par nappe	bande 1		3HA14=4,62cm ²	4HA12=4,52cm ²	3HA12=3,39cm ²
	bande2		3HA14=4,62cm ²	4HA12=4,52cm ²	3HA12=3,39cm ²
Espacement	bande 1		15	13,5	14
	bande2		15	13,5	14
Armatures horizontales/nappe	A _v /4		1,16	1,13	0,85
	0,15%B		1,35	1,62	1,23
	A _h (cm ²)		1,35	1,62	1,23
	Choix/nappe		8HA10=6,28cm ²	8HA10=6,28cm ²	8HA10=6,28cm ²
	Espacement		12,5	12,5	12,5
Armatures transversales	A _t (cm ²)		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{t}_u = 2,5$		0,65	0,68	0,62
	$\bar{t}_b = 5$		0,91	0,95	0,87
	$\bar{S}_{bc} = 15$		3,28	2,42	1,26

		Tableau VII.2 Ferrailage des voiles VL1, VL3, VT3 et VT4			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,55	3,55	3,55
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B(m ²)		0,71	0,71	0,71
	I(m ⁴)		0,746	0,746	0,746
	V=V'=L/2(m)		1,775	1,775	1,775
Sollicitations de calcul	N _{max} (KN)		6665,1	4125,58	1604,69
	N _{min} (KN)		2015,86	705,27	69,38
	M (KNm)		7276,845	3242,509	899,115
	N _{ser} (KN)		2716,55	2010,16	1030,83
	T (KN)		870,60	778,40	511,92
	σ _{max} (KN/m ²)		20161,62	8712,066	2238,04
	σ _{min} (KN/m ²)		-14483,15	-6725,39	-2042,61
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		2,07	2,00	1,86
	L _t (m)		1,48	1,55	1,69
	d(m)		0,74	0,77	0,85
	σ ₁ (KN/m ²)		-7241,57	-3362,695	-1021,30
	N ₁ (KN)		1612,047	780,097	259,507
	N ₂ (KN)		537,349	260,032	86,502
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)		46,32	22,42	7,46
	A _{v2} /bande (cm ²)		15,44	7,47	2,49
	A _{min} /bande (cm ²)		7,77	8,085	8,93
	A ₁ =A _{v1} /2(cm ²)		23,16	11,21	3,73
	A ₂ =A _{v2} /2(cm ²)		5,70	3,74	1,28
Choix par nappe	bande 1		8HA20=25,12cm ²	6HA16=12,06cm ²	4HA14=6,16cm ²
	bande2		8HA20=25,12cm ²	6HA16=12,06cm ²	4HA14=6,16cm ²
Espacement	bande 1		9,25	13	21,25
	bande2		9,25	13	21,25
Armatures horizontales/nappe	A _v /4		6,28	3,015	1,54
	0,15%B		2,22	2,31	2,55
	A _h (cm ²)		6,28	2,31	2,55
	Choix/nappe/ml		8HA10=6,28cm ²	8HA10=6,28cm ²	8HA10=6,28cm ²
	Espacement		12,5	12,5	12,5
Armatures transversales	A _t (cm ²)		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{t}_u = 2,5$		1,36	1,22	0,80
	$\bar{t}_b = 5$		1,91	1,71	1,12
	$\bar{S}_{bc} = 15$		2,78	2,40	1,33

		Tableau VII.3 Ferrailage des voiles VT5, VT6			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,95	3,95	3,95
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B(m ²)		0,79	0,79	0,79
	I(m ⁴)		1,027	1,027	1,027
	V=V'=L/2(m)		1,975	1,975	1,975
Sollicitations de calcul	N _{max} (KN)		4355,52	2835,64	1386,64
	N _{min} (KN)		335,53	544,94	27,38
	M (KNm)		8729,296	3756,121	626,924
	N _{ser} (KN)		2784,77	2072,15	893,94
	T (KN)		857,90	671,94	358,80
	σ _{max} (KN/m ²)		17209,14	7913,107	1753,774
	σ _{min} (KN/m ²)		-16359,7	-6533,512	-1684,457
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		2,02	2,16	2,01
	L _t (m)		1,93	1,79	1,94
	d(m)		0,96	0,89	0,97
	σ ₁ (KN/m ²)		-8179,85	-3266,76	-842,23
	N ₁ (KN)		2361,96	875,358	244,480
	N ₂ (KN)		787,320	291,786	81,493
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)		67,87	25,15	7,03
	A _{v2} /bande (cm ²)		22,62	8,38	2,34
	A _{min} /bande (cm ²)		10,08	9,35	10,19
	A ₁ =A _{v1} /2(cm ²)		33,94	12,58	3,51
	A ₂ =A _{v2} /2(cm ²)		14,74	4,19	1,17
Choix par nappe	bande 1		11HA20=34,54cm ²	7HA16=14,07m ²	5HA14=7,70cm ²
	bande2		11HA20=34,54cm ²	7HA16=14,07cm ²	5HA14=7,70cm ²
Espacement	bande 1		9	13	19
	bande2		9	13	19
Armatures horizontales/nappe	A _v /4		8,64	3,52	2,31
	0,15%B		2,88	2,67	2,91
	A _h (cm ²)		8,64	3,52	2,92
	Choix/nappe/ml		10HA10=7,85cm ²	10HA10=7,85cm ²	10HA10=7,85cm ²
	Espacement		10	10	10
Armatures transversales	A _t (cm ²)		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	$\bar{t}_u = 2,5$		1,21	0,95	0,50
	$\bar{t}_b = 5$		1,69	1,32	0,71
	$\bar{S}_{bc} = 15$		2,32	2,17	1,15

		Tableau VII.4 Ferraillage des voiles VL2 et VL4			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,25	4,25	4,25	4,25
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,85	0,85	0,85	0,85
	I(m ⁴)	1,279	1,279	1,279	1,279
	V=V'=L/2(m)	2,125	2,125	2,125	2,125
Sollicitations de calcul	N _{max} (KN)	6167,45	3716,03	1435,24	
	N _{min} (KN)	1301,94	178,65	48,23	
	M (KNm)	6575,057	3335,212	1032,521	
	N _{ser} (KN)	2864,64	2074,25	1026,80	
	T (KN)	1007,78	905,18	587,10	
	σ _{max} (KN/m ²)	12455,85	5751,48	1772,228	
	σ _{min} (KN/m ²)	-9392,462	-5331,13	-1658,75	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)	2,42	2,20	2,20	
	L _t (m)	1,83	2,00	2,00	
	d(m)	0,91	1,00	1,00	
	σ ₁ (KN/m ²)	-4696,23	-2665,56	-829,37	
	N ₁ (KN)	1287,038	817,422	255,619	
	N ₂ (KN)	429,013	272,474	85,206	
Ferraillage	A _{v1} /bande (cm ²)	36,98	23,49	7,35	
	A _{v2} /bande (cm ²)	12,33	7,83	2,45	
	A _{min} /bande (cm ²)	9,56	11,74	10,50	
	A ₁ =A _{v1} /2(cm ²)	18,49	3,91	3,67	
	A ₂ =A _{v2} /2(cm ²)	6,16	2,14	1,22	
Choix par nappe	bande 1	6HA20=18,85cm ²	6HA16=12,06cm ²	5HA14=7,70cm ²	
	bande2	6HA20=18,85cm ²	6HA16=12,06cm ²	5HA14=7,70cm ²	
Espacement	bande 1	15	17	20	
	bande2	15	17	20	
Armatures horizontales/nappe	A _v /4	4,71	3,015	1,93	
	0,15%B	2,73	3,00	3,00	
	A _h (cm ²)	4,71	3,00	3,00	
	Choix/nappe/ml	8HA10=6,28cm ²	8HA10=6,28cm ²	8HA10=6,28cm ²	
	Espacement	12,5	12,5	12,5	
Armatures transversales	A _t (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{t}_u = 2,5$	1,32	1,18	0,77	
	$\bar{t}_b = 5$	1,83	1,66	1,07	
	$\bar{S}_{bc} = 15$	2,63	2,07	1,08	

Chapitre VIII

Étude du mur plaque

Introduction

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation.

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.

VIII.1 Prédimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

1. Prescriptions du RPA99/version 2003

Article 10.4.3

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :
 $P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times g \times H^2$, appliquée 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 :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(f-q)}{\cos^2 q} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin f \sin(f-b-q)}{\cos q \cos b}} \right]^{-2}$$

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'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

$$q : \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$$

$K_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$K_v = K_v = \pm 0,3 \times K_h$: Contrainte verticale (Art 10.4.2)

2. Caractéristiques du sol

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $f = 30^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- ✓ Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Contrainte du sol : 2 bars

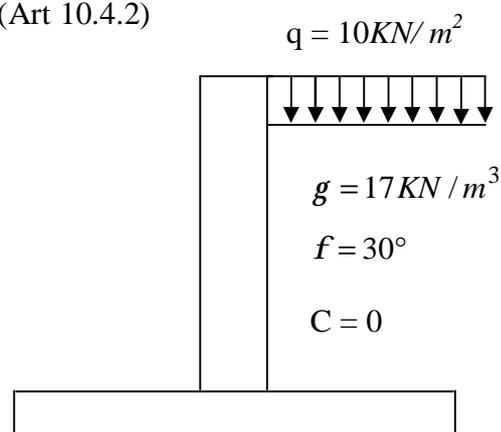


Figure VIII.1 Caractéristiques du sol.

3. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$s_H = K_0 \times s_v$$

$$K_0 = tg^2 \left[\frac{p}{4} - \frac{f}{2} \right] = 0,33$$

avec : K_0 : Coefficient de poussée des terres et φ : Angle de frottement interne.

Ø ELU

$$s_H = K_0 \times s_v = K_0 (1,35 \times g \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow s_{H1} = 1,5 \times 0,33 \times 10 = 4,95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,40 \text{ m} \rightarrow s_{H2} = 0,33 \times (1,35 \times 17 \times 3,40 + 1,5 \times 10) = 30,70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Ø ELS

$$s_H = K_0 \times s_v = K_0 (q + g \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow s_h = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,40 \text{ m} \Rightarrow s_h = 0,33 (10 + 17 \times 3,4) = 22,37 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Ø Calcul dynamique

$$s_h = K_{ad} \times (1 + K_v) \times s_v$$

$K_h = A = 0,15$: coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$$K_v = 0,045$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(f-q)}{\cos^2 q} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin f \sin(f-b-q)}{\cos q \cos b}} \right]^{-2} = 0,43$$

$$q = \arctg \frac{K_h}{1 \pm K_v} = 8,17^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$s_h = K_{ad} \times (1 + K_v) \times s_v = K_{ad} \times (1 + K_v) \times g \times h = 7,64 \times h$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow s_h = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,40 \text{ m} \Rightarrow s_h = 25,98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

4. Diagrammes des contraintes

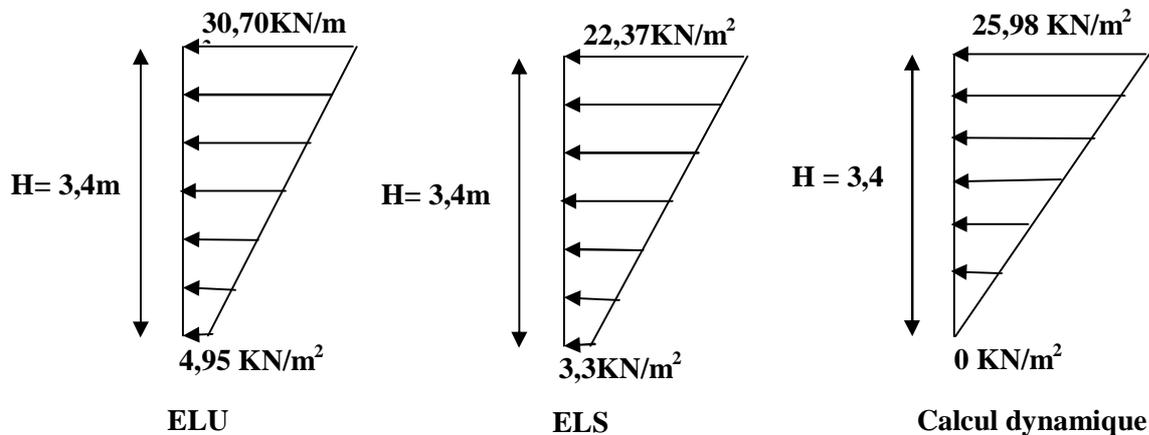


Figure VIII.2 Diagrammes des contraintes.

5. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m

$$\text{Calcul dynamique : } q_{dyn} = \frac{(3s_1 + s_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 25,98 + 0)}{4} = 19,485 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3s_1 + s_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 30,70 + 4,95)}{4} = 24,26 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3s_1 + s_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 22,37 + 3,3)}{4} = 17,60 \text{ KN/m}$$

VIII.2 Ferrailage du mur plaque

1. Méthode de calcul

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0,3 → appui de rive.
 - 0,5 → autre appui.

Identification des panneaux

$$l_x = 3,20m$$

$$l_y = 4,25m$$

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4,25} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$f=0,75 \rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0622 \\ m_y = 0,509 \end{cases}$$

$$M_{0X} = m_x ql_x^2 = 0,0622 \times 24,26 \times 3,20^2 = 15,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = m_y M_{0X} = 0,509 \times 15,45 = 7,86 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 15,45 = 7,725 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 15,45 = 13,13 \text{ KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 7,86 = 3,93 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 7,86 = 6,68 \text{ KN.m}$

ELS :

$$f=0,75 \rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0685 \\ m_y = 0,644 \end{cases}$$

$$M_{0X} = 0,0685 \times 17,60 \times 3,20^2 = 12,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0,644 \times 12,35 = 7,95 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0X} = 6,175 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0X} = 10,50 \text{ KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0Y} = 3,98 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{0Y} = 6,76 \text{ KN.m}$

3. Ferrailage

Tableau VIII.1 Ferrailage du mur plaque

Sens	Zone	M _u (KNm)	μ _U	μ _l	Section	b	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	7,725	0,016	0,392	SSA	0,992	1,24	2	7HA12=7,92	14
	Travée	13,13	0,028	0,392	SSA	0,986	2,13	2	7HA12=7,92	14
YY	Appuis	3,93	0,008	0,392	SSA	0,996	0,63	2	7HA12=7,92	14
	Travée	6,68	0,014	0,392	SSA	0,993	1,07	2	7HA12=7,92	14

4. Recommandations du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII.3 Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que :

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

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} \text{ avec : } S_{st} = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_{st}}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 18} = 0,44 \Rightarrow b_1 = 0,899 \text{ et } K_1 = 34,56$$

Tableau VIII.2 Vérification des contraintes dans le béton.

Sens	Zone	Ms (KN.m)	r ₁	b ₁	K ₁	S _{st}	S _{bc}	\bar{S}_{bc}
XX	Appuis	6,175	0,44	0,899	34,56	48,18	1,39	15
	Travée	10,50	0,44	0,899	34,56	81,93	2,37	15
YY	Appuis	3,98	0,44	0,899	34,56	31,05	0,90	15
	Travée	6,76	0,44	0,899	34,56	52,75	1,53	15

Conclusion

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

- **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{39,07}{20 \times 33,21} = 0,058 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7,92}{100 \times 23} = 0,0034 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{S}_{st} = \min \{200; 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

a. Recherche de la position de l'axe neutre y_1 **Sens XX****Aux appuis :**

$$by_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100 y_1^2 + 237,6 y_1 - 5464,8 = 0$$

$$\Delta = (237,6)^2 - 4(100)(-5464,8)$$

$$\sqrt{\Delta} = 1497,46$$

$$y_1 = 6,30 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie de la section

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (6,30)^3}{3} + 15 \times 7,92 (23 - 6,30)^2 = 41467,032 \text{ cm}^4$$

$$s_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

Sens	Zone	Ms (KN.m)	A _{st} (cm ²)	y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	s _{st} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
XX	Appui	6,175	7,92	6,30	41467,032	26,13	164,97	Vérifié
	Travée	10,50	7,92	6,30	41467,032	44,43	164,97	Vérifié
YY	Appui	3,98	7,92	6,30	41467,032	16,84	164,97	Vérifié
	Travée	6,76	7,92	6,30	41467,032	28,61	164,97	Vérifié

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations : base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure. Les fondations concernent toutes les catégories de structures (béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique) et tous les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènement...).

Les principaux rôles de la fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions sont de différentes origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes...).
- Les sollicitations dues au sol ; ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique (nappe d'eau).

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

- **Les fondations superficielles** appelées aussi **fondations ordinaires** : elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les *semelles* et les *longrines*.
- **Les fondations profondes** : systèmes de fondations par *puits* ou par *pieux* employés quand le bon sol est situé en profondeur.

✓ Choix du type de fondation

Le choix de tel ou tel type de fondation dépend :

- De la nature du terrain, profondeur de la couche résistante.
- Du type d'ouvrage à fonder : c'est-à-dire de l'intensité des forces à transmettre et de la façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Du matériau utilisé.
- Du site.
- Coût.
- ...

✓ Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.1 Dimensionnement

a. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

G : Charge permanente revenant au voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IX.1 Surface des semelles filantes sous voiles

Voiles	G (KN)	Q (KN)	$G+Q$ (KN)	L (m)	B (m)	$S=B*L$ (m^2)
VL1	1804,12	203,98	2008,1	3,55	2,83	10,04
VL2	2112,2	256,76	2368,96	4,25	2,79	11,84
VL3	1999,94	267,03	2266,97	3,55	3,19	11,33
VL4	2501,09	364,6	2865,69	4,25	3,37	14,33
VL5	727,63	86,46	814,09	1,55	2,63	4,07
VL6	808,98	122,49	931,47	1,55	3,00	4,66
VT1	1068,3	116,27	1184,57	1,55	3,82	5,92
VT2	1108,92	136,19	1245,11	1,55	4,02	6,23
VT3	2395,41	306,92	2702,33	3,55	3,81	13,51
VT4	2415,87	300,68	2716,55	3,55	3,83	13,58
VT5	2424,84	296,22	2721,06	3,95	3,44	13,61
VT6	2457,12	327,65	2784,77	3,95	3,53	13,92
Somme						123,05

$$S_v = \sum S_i = 123,05 m^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b. Semelles filantes sous poteaux

• **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etapas de calcul**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la résultante R : $e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :
 - Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.
 - Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{S_{sol}}$
- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul de la semelle dans le sens transversal.

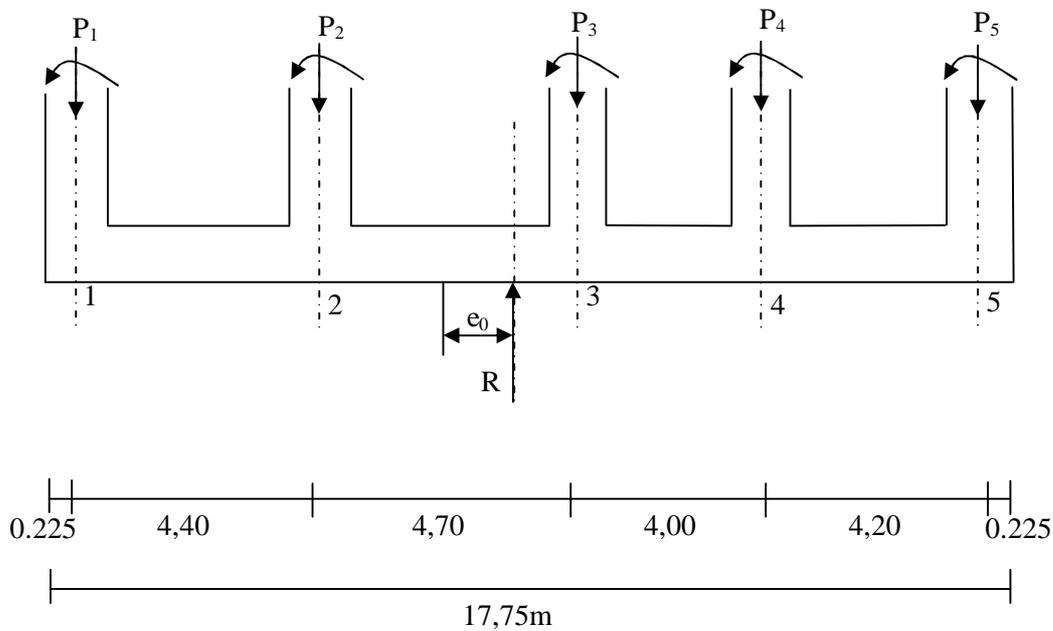


Figure IX.1 Répartition des efforts dans la semelle.

- **Application**

1. **Détermination de la résultante des charges**

On fera le calcul sur le portique transversal (C-C)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	$P_i = G_i + Q_i$ (KN)	M_i (KN,m)	e_i (m)	$P_i \times e_i$ (KN.m)
1	860,52	-3,456	-8,65	-7443,50
2	1480,18	-1,382	-4,45	-6586,80
3	1542,39	-1,202	-0,45	-694,08
4	1686,98	-0,228	4,25	7169,67
5	1107,43	-0,555	8,65	9579,27
Somme	6677,5	-6,823		2024,56

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 0,30m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,30m < \frac{L}{6} = \frac{17,75}{6} = 2,96m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6677,5}{17,75} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,30)}{17,75}\right) = 338,05 \text{ KN / m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6677,5}{17,75} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,30)}{17,75}\right) = 414,35 \text{ KN / m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6677,5}{17,75} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,30)}{17,75}\right) = 395,27 \text{ KN / m.}$$

ü Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{S_{\text{sol}}} = \frac{395,27}{200} = 1,98 \text{ m}$$

On prend $B = 2 \text{ m}$.

On aura donc : $S = B \times L = 2 \times 17,75 = 35,5 \text{ m}^2$

$$S' = B \times L' = 2 \times 8,65 = 17,3 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_t = S \times n + S' \times n'$

n et n' : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_p = 35,5 \times 5 + 17,3 \times 1 = 194,8 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 194,8 + 123,05 = 317,85 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 375,41 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{317,85}{375,41} = 0,8467$$

La surface totale des semelles représente 84,67 % de la surface du bâtiment.

Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général.

IX.2 Etude du radier général

Un radier est une dalle en béton armé épaisse nervurée ou non, située sous tout ou une partie d'un bâtiment qui prend appui sur le sol. Les charges sont ainsi réparties sur une très grande surface de façon à réduire les pressions sur le sol de fondation.

Le radier se comporte comme un plancher renversé qui est soumis :

- à des charges verticales ponctuelles (poteaux) ou linéiques (murs) descendantes provenant des porteurs verticaux,
- et à une action verticale ascendante du sol supposée uniformément répartie sur toute la surface.

IX.2.1 Pré dimensionnement du radier

Ø Condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

Ø Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,70\text{m} \Rightarrow \frac{470}{8} \leq h \leq \frac{470}{5} \Rightarrow 58,75 \leq h \leq 94\text{cm}$$

On prend : $h = 90\text{cm}$.

Ø Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818,86\text{MPa}$).

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,25}{p}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,84m$$

On prend : $h = 90cm$

✓ **La dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25cm$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23,5cm$$

On prend : $h_d = 40cm$.

✓ **La nervure** : La nervure du radier doit avoir une hauteur : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{470}{10} = 47cm$$

On prend : $h_n = 90cm$.

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h = 90cm$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40cm$ Hauteur de la dalle.

$b = 45cm$ Largeur de la nervure.

IX.2.2 Détermination des efforts

a) Charges revenant à la superstructure

Charge permanente : $G = 38044,1KN$.

Charge d'exploitation : $Q = 6236,38KN$.

b) Combinaison d'actions

ELU : $N_u = 60714,12KN$.

ELS: $N_s = 44280,5KN$.

c) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33S_{\text{Sol}}} = \frac{60714,12}{1,33 \times 200} = 228,25 \text{ m}^2.$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33S_{\text{Sol}}} = \frac{44280,5}{1,33 \times 200} = 166,47 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 228,25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 375,41 \text{ m}^2 \text{ f } S_{\text{rad}} = 228,25 \text{ m}^2.$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}.$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 100 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 375,41 + 1(21,15 + 17,75) \times 2 = 453,21 \text{ m}^2.$$

d) Détermination des efforts à la base du radier

1. Poids du radier

$P_{\text{rad}} =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

$$\text{Poids de la dalle : } g_1 = (S_{\text{rad}} \times h_d \times j) = (453,21 \times 0,4 \times 25) = 4532,1 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids des nervures : } g_2 = (b \times h_n \times j \times L \times m)$$

m : nombre de portiques dans le sens considéré.

$$g_2 = (0,45 \times 0,30 \times 25 \times 17,75 \times 5) + (0,45 \times 0,30 \times 25 \times 8,65 \times 1) = 328,725 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids du TVO : } g_3 = (S_{\text{rad}} \times e_p \times j) = [453,21 \times (0,9 - 0,7) \times 17] = 1540,914 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } g_4 = (S_{\text{rad}} \times e_p \times j) = (453,21 \times 0,12 \times 25) = 1359,63 \text{ KN}.$$

$$P_{\text{rad}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 7761,369 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids du mur plaque : } P_{\text{mur}} = 0,20 \times 3,40 \times 25 \times (21,15 + 17,75) \times 2 = 1322,6 \text{ KN}.$$

2. Charge permanente apportée sur le radier G_T

$G_T = P$ (superstructure) + P (infrastructure) + $P_{\text{(mur plaque)}}$

$$G_T = 38044,1 + 7761,369 + 1322,6 = 47128,069 \text{ KN.}$$

3. Charge d'exploitation apportée sur le radier Q_T

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 6236,38 \text{ KN.}$

Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 3,5 \times 453,21 = 1586,235 \text{ KN.}$

Ø Surcharge totale : $Q_T = 7822,615 \text{ KN.}$

4. Combinaison d'actions

A l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1,35 \times 47128,069) + (1,5 \times 7822,615) = 75356,82 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 47128,069 + 7822,615 = 54950,684 \text{ KN.}$

IX.2.3 Vérifications

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{t} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m.}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{75356,82 \times 1}{453,21} \times \frac{4,70}{2} = 390,74 \text{ KN.}$$

$$t_u = \frac{390,74 \times 10^3}{0,36 \times 10^3 \times 10^3} = 1,09 \text{ MPa.}$$

$$t_u = 1,09 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$s_m = \frac{3s_1 + s_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{ELU : } s_m \leq 1,33 s_{sol}$$

$$\text{ELS : } s_m \leq s_{sol}$$

$$s_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2, 1,33 s_{sol} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

Avec :

$$s_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

- **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 7,84 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,34 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2) ; \quad I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2)$$

$$I_{xx} = 9610,31 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = 8232,18 \text{ m}^4$$

- **Calcul des moments**

$$M_x = 81413,126 + (3276,31 \times 0,9) = 84361,805 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 76402,331 + (3456,47 \times 0,9) = 79513,154 \text{ KN.m}$$

Ø **Sens longitudinal**

$$\text{A l'ELU: } M_x = 84361,805 \text{ KN.m} , N_u = 75356,82 \text{ KN}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{75356,82}{453,21} + \frac{84361,805}{8232,18} \times 7,86 = 246,82 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{75356,82}{453,21} - \frac{84361,805}{8232,18} \times 7,86 = 85,73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 246,82) + 85,73}{4} = 206,55 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 206,55 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS: $M_x = 84361,805 \text{KN.m}$, $N_s = 54950,684 \text{KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{54950,684}{453,21} + \frac{84361,805}{8232,18} \times 7,86 = 201,80 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{54950,684}{453,21} - \frac{84361,805}{8232,18} \times 7,86 = 40,70 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 201,80) + 40,70}{4} = 161,53 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_m = 161,53 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Sens transversal

A l'ELU : $M_y = 79513,154 \text{KN.m}$, $N_u = 75356,82 \text{KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{75356,82}{453,21} + \frac{79513,154}{9610,31} \times 8,36 = 235,44 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{75356,82}{453,21} - \frac{79513,154}{9610,31} \times 8,36 = 97,11 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 235,44) + 97,11}{4} = 200,86 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 200,86 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 266 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $M_y = 79513,154 \text{KN.m}$, $N_s = 54950,684 \text{KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{54950,684}{453,21} + \frac{79513,154}{9610,31} \times 8,36 = 190,42 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V_y = \frac{54950,684}{453,21} - \frac{79513,154}{9610,31} \times 8,36 = 52,08 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 190,42) + 52,08}{4} = 155,84 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 155,84 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	ELU			ELS			Obs
	S ₁ (MPa)	S ₂ (MPa)	S _m (MPa)	S ₁ (MPa)	S ₂ (MPa)	S _m (MPa)	
X-X	246,82	85,73	206,55	201,80	40,70	161,53	OK
Y-Y	235,44	97,11	200,86	190,42	52,08	155,84	OK

3. Vérification au poinçonnement (Art A.5.2, 42 /BAEL91)

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{g_b}$$

Avec :

N_u : charge de calcul à l'ELU

U_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

h: épaisseur totale du radier.

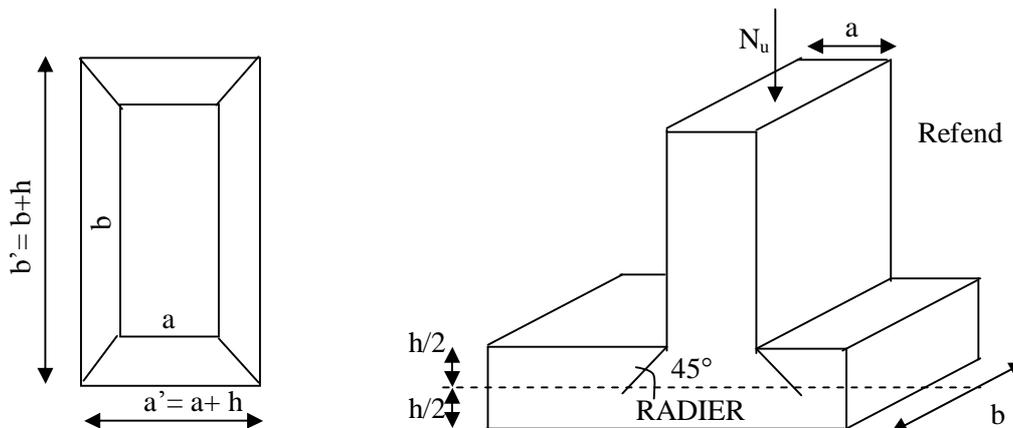


Figure IX.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5,40m.$$

$$N_u = 2322,68KN \leq \frac{0,045 \times 5,40 \times 0,9 \times 25 \times 1000}{1,5} = 3645KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité)*

On considère une bande de 1ml du voile :

$$U_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = (0,20 + 1 + 2 \times 0,9) \times 2 = 6m.$$

$$N_u = 3921,8KN \leq \frac{0,045 \times 6 \times 0,9 \times 25 \times 1000}{1,5} = 4050KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot g_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 0,9 \times 453,21 = 6118,335KN$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$,

g_w : Poids volumique de l'eau ($g_w = 10KN/m^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,9m$),

$$P = 47128,069KN > 6118,335KN \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

IX.3 Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

IX.3.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale s_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } s_m^{\max} = \max(206,55; 200,86) = 206,55KN / m^2$$

$$\text{E.L.S : } s_m^{\max} = \max(161,53; 155,84) = 161,53KN / m^2$$

D'où :

$$\text{E.L.U : } q_u = s_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 206,55 - \left(\frac{7761,369}{453,21} \right) = 189,42KN / m^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = s_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 161,53 - \left(\frac{7761,369}{453,21} \right) = 144,40KN / m^2$$

IX.3.2 Ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas ; selon $a = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas : $a \leq 0,4 \Rightarrow$ Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} cas : $0,4 \leq a \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

§ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

§ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

2) Identification du panneau le plus sollicité

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 4,4m \\ l_y = 4,7m \end{cases}$

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,40}{4,70} = 0,94$$

$0,4 \leq r = 0,94 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	a = $\frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	4,40	4,70	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906

3) Calcul des moments isostatiques

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Panneau	L _x	ELU : q _u = 189,42KN/ml		ELS : q _s = 144,40KN/ml	
		M _{0x}	M _{0y}	M _{0x}	M _{0y}
1	4,40	153,65	132,75	137,26	124,36

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0X}$ ou $0,75M_{0Y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0Y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{0X}$ ou $0,85M_{0Y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0X}$ ou $0,3M_{0Y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0Y}$

4) Ferrailage du panneau

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

$$m = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} \quad , \quad m = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{(b \times d \times s_{st})} \quad , \quad A_a = \frac{M_u^a}{(b \times d \times s_{st})}$$

Ø Sections minimales

- **Sens de la petite portée (l_x)**

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_0 \left(\frac{3 - r_x}{2} \right)$$

$w_0 = 0,8\%$ pour HA FeE400.

$$A_x \geq w_0 \left(\frac{3 - r_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,94}{2} = 3,30 \text{ cm}^2$$

- **Sens de la grande portée (l_y)**

$$w_y = \frac{A_y}{bh} \geq w_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq w_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,20 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	m	m_t	Obs	b	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$	A_s (cm ²)	S_t (cm)
X-X	Appuis	76,83	0,038	0.392	SSA	0,981	5,92	3,30	6HA16	12,06	16
	Travée	130,60	0,064		SSA	0,967	10,21	3,30	6HA20	18,85	16
Y-Y	Appuis	66,38	0,032		SSA	0,984	5,10	3,20	6HA16	12,06	16
	Travée	112,84	0,056		SSA	0,971	8,79	3,20	6HA20	18,85	16

5) Vérifications à L'ELU

Ø Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

Sens	Zone	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	12,06	3,30	Vérifiée
	Travée	18,85	3,30	Vérifiée
Y-Y	Appuis	12,06	3,20	Vérifiée
	Travée	18,85	3,20	Vérifiée

Ø Espacement des armatures

$$S_t^{\max} = 16\text{cm} \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Vérification de l'effort tranchant

$$t_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{g_s}; 4[\text{MPa}]\right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u l}{2}$$

$$t_u = \frac{q_u l}{2.b.d} = \frac{189,42 \times 10^3 \times 4,4}{2 \times 1000 \times 380} = 1,10\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6) Vérifications à l'ELS

✓ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$s_s \leq \bar{s}_s = \min\left\{\frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{h f_{ij}}\right\} = 201,63\text{MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

$$s_b \leq \bar{s}_b = 15\text{MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{S_{St}}{K_1} \text{ avec : } S_{St} = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_{St}}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

Sens	Zone	M_s (KN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	Appuis	68,63	164,38	201,63	3,99	15	Vérifiée
	Travée	116,67	182,39	201,63	5,75	15	Vérifiée
Y-Y	Appuis	62,18	148,94	201,63	3,62	15	Vérifiée
	Travée	105,71	165,26	201,63	5,21	15	Vérifiée

IX.3.3 Ferrailage des nervures

IX.3.3.1 Détermination des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode des trois moments exposée en annexe n°04.

1. Sens longitudinal

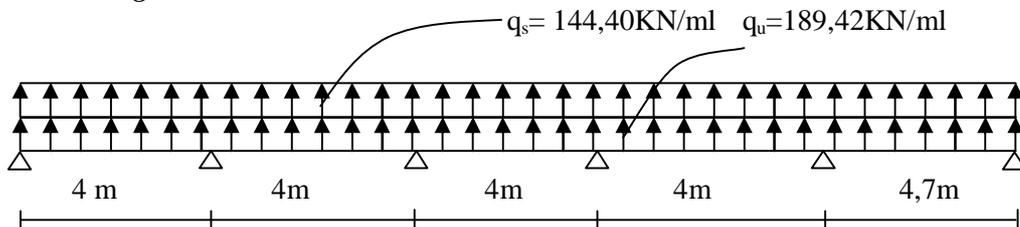


Figure IX.3 Schéma statique de la nervure.

a) Les moments fléchissant

- Moments aux appuis

$$\text{Appui } i = 1 : 8M_1 + 4M_2 = -16q$$

$$\text{Appui } i = 2 : 4M_1 + 16M_2 + 4M_3 = -32q$$

$$\text{Appui } i = 3 : 4M_2 + 16M_3 + 4M_4 = -32q$$

$$\text{Appui } i = 4 : 4M_3 + 16M_4 + 4M_5 = -32q$$

$$\text{Appui } i = 5 : 4M_4 + 17,4M_5 + 4,7M_6 = -41,96q$$

$$\text{Appui } i = 6 : 4,7M_5 + 9,4M_6 = -25,96q$$

La résolution de ce système d'équations nous donne les résultats suivants :

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
ELU	-253,06	-251,56	-256,06	-239,56	-301,06	-372,31
ELS	-192,91	-191,78	-195,17	-182,74	-229,07	-285,34

• **Moments en travées**

Travée	ELU				ELS	
	L(m)	X(m)	M0 (KN.m)	M(x) (KN.m)	M0 (KN.m)	M(x) (KN.m)
1	4	2	378,84	126,53	288,80	96,46
2	4	1,99	378,83	125,03	288,79	95,32
3	4	2,02	378,80	131,07	288,77	99,88
4	4	1,92	378,23	109,15	288,34	83,36
5	4,7	2,27	522,43	186,96	398,26	142,01

Remarque

La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.

Ø **Moments aux appuis corrigés**

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
ELU	-168,71	-167,71	-170,71	-159,71	-200,71	-248,21
ELS	-128,61	-127,85	-130,11	-121,83	-152,71	-190,23

Ø **Moments en travées corrigés**

	M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}	M_{t5}
ELU	168,71	166,71	174,76	145,53	249,28
ELS	128,61	127,09	133,17	111,15	189,35

b) *Les efforts tranchant*

Travée	ELU		ELS	
	T_i	T_{i+1}	T_i	T_{i+1}
1	379,09	-378,59	288,99	-288,61
2	378,09	-379,59	288,24	-289,37
3	381,59	-376,09	290,87	-286,73
4	368,59	-389,09	281,08	-296,52
5	435,03	-455,24	331,36	-347,32

c) Diagrammes des efforts internes

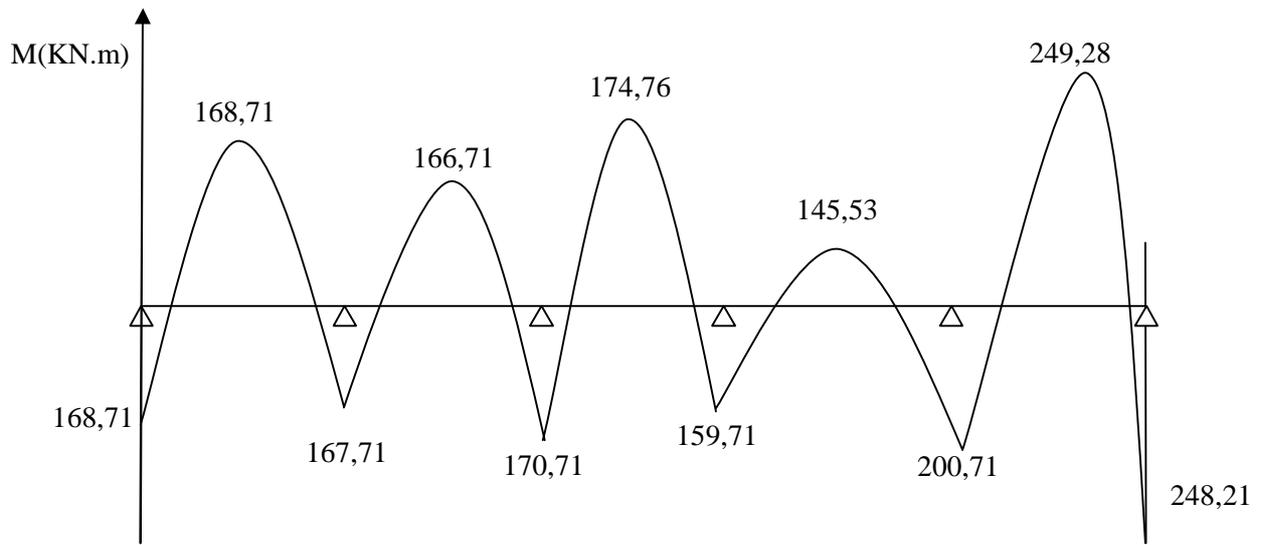


Figure IX.4 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

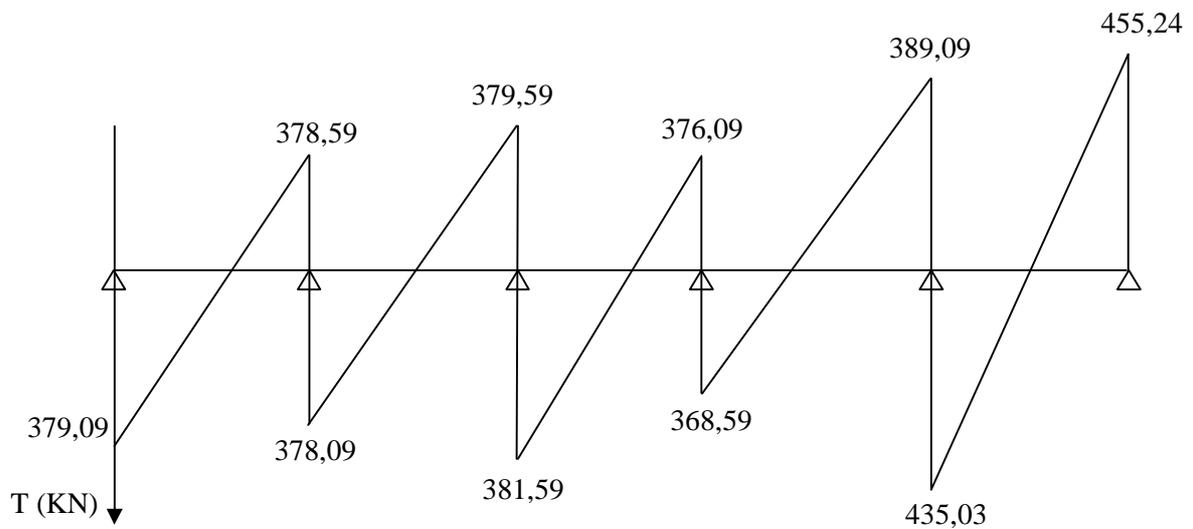


Figure IX.5 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

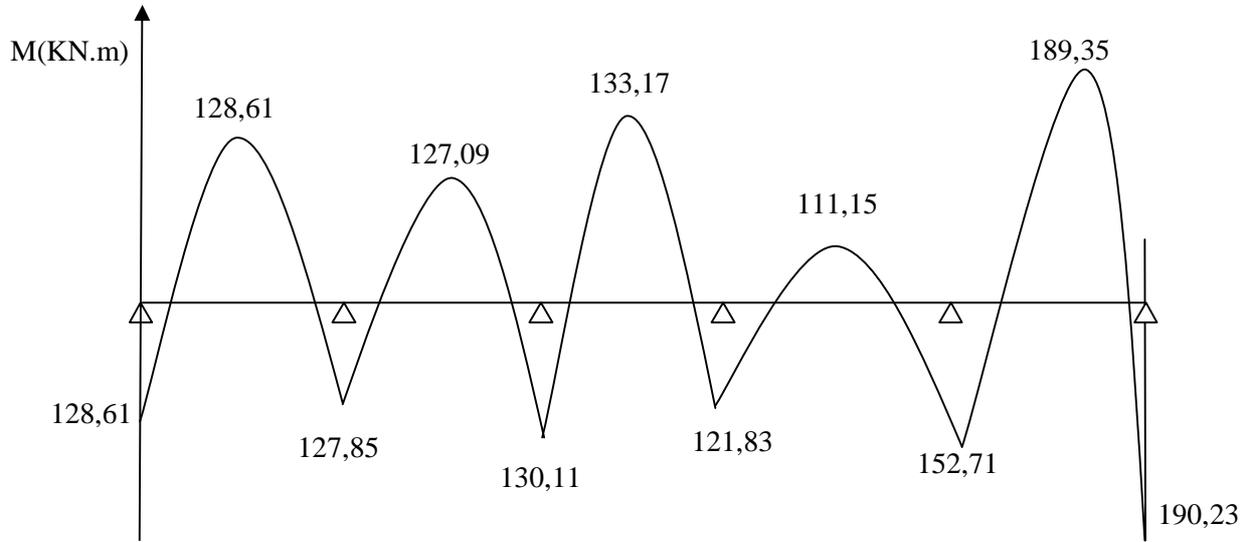


Figure IX.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

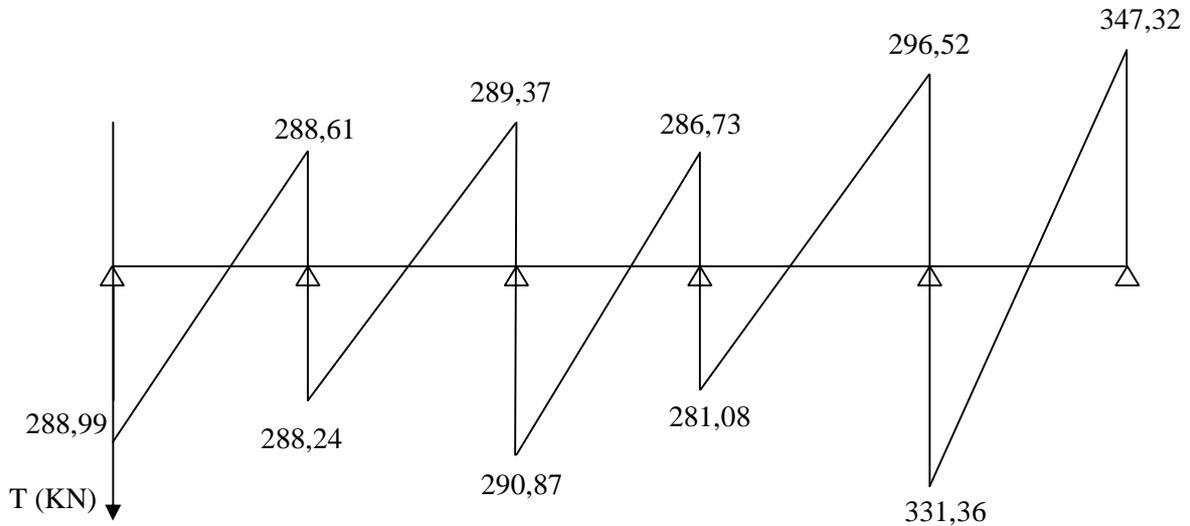


Figure IX.7 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

2. Sens transversal

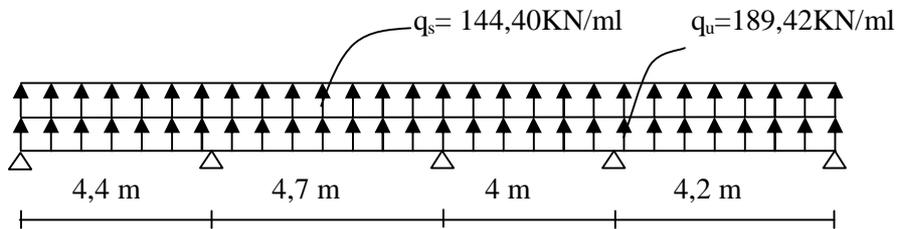


Figure IX.8 Schéma statique de la nervure.

a) Les moments fléchissant

• Moments aux appuis

$$\text{Appui } i = 1 : 8,8M_1 + 4,4M_2 = -21,296q$$

$$\text{Appui } i = 2 : 4,4M_1 + 18,2M_2 + 4,7M_3 = -47,25q$$

$$\text{Appui } i = 3 : 4,7M_2 + 17,4M_3 + 4M_4 = -37,296q$$

$$\text{Appui } i = 4 : 4M_3 + 16,4M_4 + 4,2M_5 = -34,522q$$

$$\text{Appui } i = 5 : 4,2M_4 + 8,4M_5 = -18,522q$$

La résolution de ce système d'équations nous donne les résultats suivants :

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5
ELU	-278,08	-360,63	-247,87	-265,13	-285,57
ELS	-211,99	-274,92	-188,95	-202,15	-217,55

• Moments en travées

Travée	ELU				ELS	
	L(m)	X(m)	M0 (KN.m)	M(x) (KN.m)	M0 (KN.m)	M(x) (KN.m)
1	4,4	2,1	457,45	139,97	348,73	106,71
2	4,7	2,48	521,44	220,31	397,50	167,94
3	4	1,98	378,80	122,39	288,77	93,29
4	4,2	2,07	417,59	142,39	318,34	108,6

Ø Moments aux appuis corrigés

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5
ELU	-185,39	-240,42	-165,25	-176,75	-190,38
ELS	-141,33	-183,28	-125,97	-134,77	-145,03

Ø Moments en travées corrigés

	M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}
ELU	186,63	293,75	163,19	189,85
ELS	142,28	223,92	124,39	144,80

b) Les efforts tranchant

Travée	ELU		ELS	
	T_i	T_{i+1}	T_i	T_{i+1}
1	404,22	-429,23	308,15	-327,21
2	461,13	-429,14	351,53	-327,15
3	375,97	-381,72	286,60	-291,00
4	394,54	-401,03	300,80	-305,68

c) Diagrammes des efforts internes

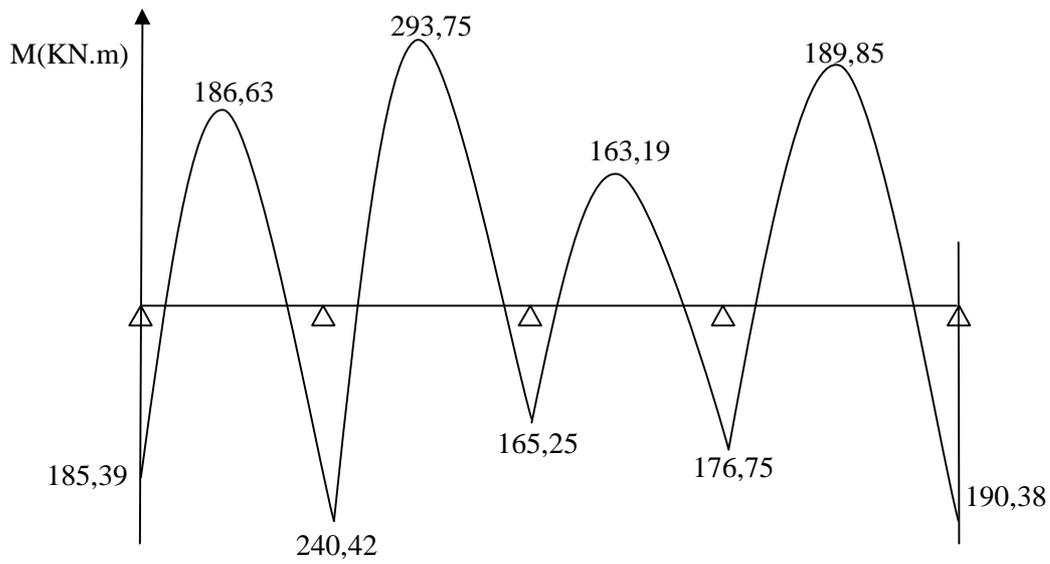


Figure IX.9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

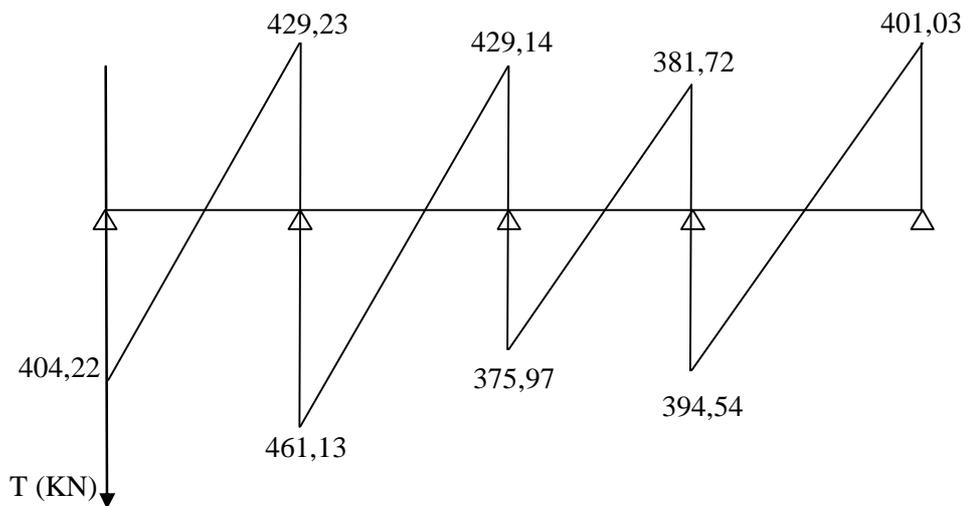


Figure IX.10 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

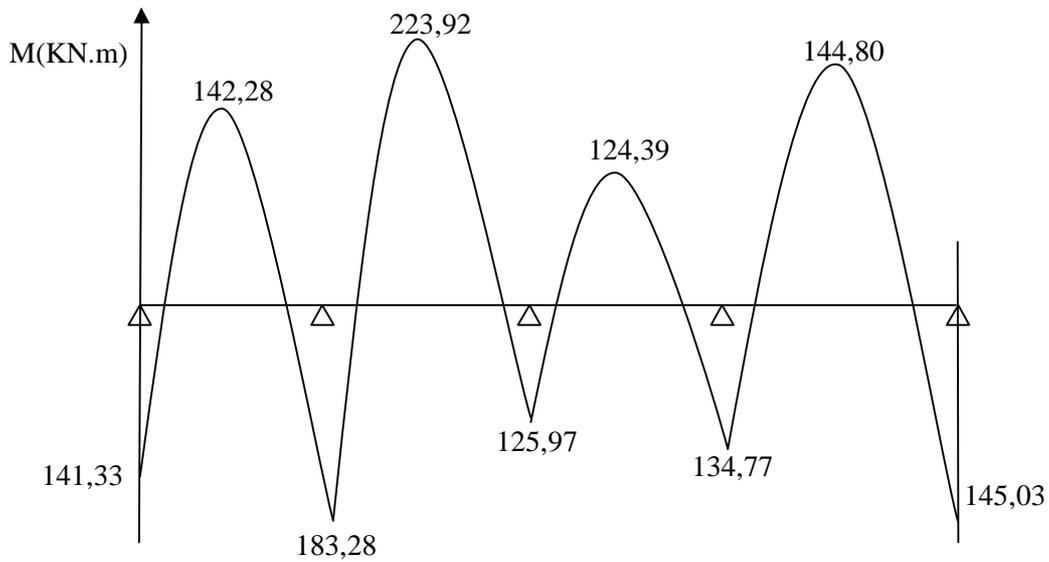


Figure IX.11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

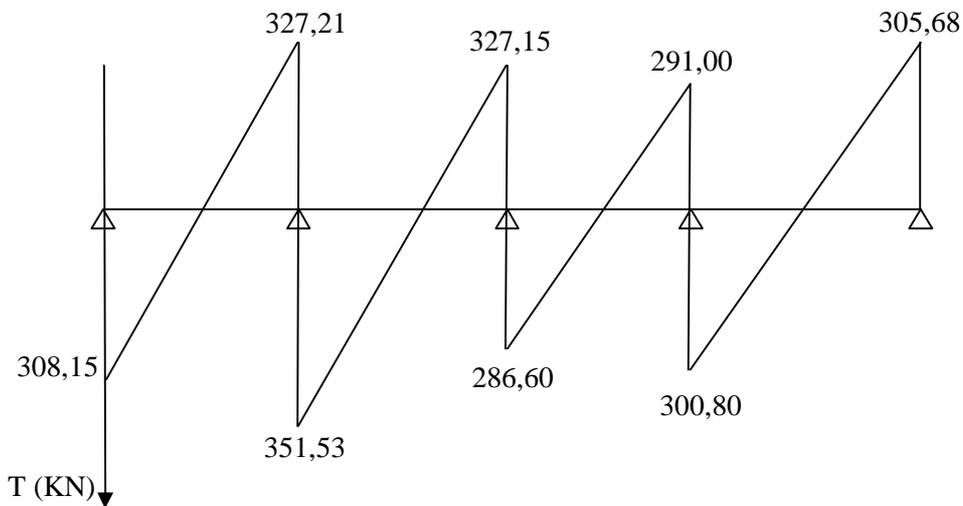


Figure IX.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

IX.3.3.2 Ferrailage

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 249,28 KN.m & , M_a = 248,21 KN.m & , T_{max} = 455,24 KN. \\ (Y - Y) : M_t = 293,75 KN.m & , M_a = 240,42 KN.m & , T_{max} = 461,13 KN. \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 189,35 KN.m & , M_a = 190,23 KN.m & , T_{max} = 347,32 KN. \\ (Y - Y) : M_t = 223,92 KN.m & , M_a = 183,28 KN.m & , T_{max} = 351,53 KN. \end{cases}$$

Avec : $b = 45 \text{ cm}$; $d = 88 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

a) Armatures longitudinales

Sens	Zone	M _u (KN.m)	m	Obs	b	A _s (cm ²)	CHOIX	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	248,21	0,050	SSA	0.974	8.32	6HA20	18,85	16
	Travée	249,28	0.050	SSA	0.974	8.35	6HA20	18,85	16
Y-Y	Appuis	240,42	0.048	SSA	0.975	8.05	6HA20	18,85	16
	Travée	293,75	0.059	SSA	0,969	9.90	6HA20	18,85	16

b) Armatures transversales

• Diamètre minimal

$$f_t \geq \frac{f_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

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

• Espacement des armatures

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12f_t \right\} = \min \{ 22.5 ; 24 \}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

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

• Armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0,003S_t b = 2,7 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

IX.3.3.3 Vérification à l'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 4.78 \text{ cm}^2$$

Sens XX : $A_s = 18,85 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Sens YY : $A_s = 18,85 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens XX} : \tau_u = \frac{455,24 \times 10^3}{450 \times 880} = 1,15 \text{ MPa} \leq \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens YY} : \tau_u = \frac{461,13 \times 10^3}{450 \times 880} = 1,16 \text{ MPa} \leq \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.3.3.4 Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$s_s \leq \bar{s}_s = \min \left\{ \frac{2 f_e}{3} ; 110 \sqrt{h f_{ij}} \right\} = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

$$s_b \leq \bar{s}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

Sens	Zone	M_s (KN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	Appuis	190,23	128.13	201.63	3.92	15	Vérifiée
	Travée	189,35	127.54	201.63	3.90	15	Vérifiée
Y-Y	Appuis	183,28	123.45	201.63	3.77	15	Vérifiée
	Travée	223,92	150.82	201.63	4.61	15	Vérifiée

IX.3.3.5 Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 0,90} = 3,33 \Rightarrow 1,665 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

02 barres de $\Phi 12$ avec des épingles $\Phi 8$.

IX.3.4 Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

Conclusion générale

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ROBOT ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons, par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
Edition Eyrolles (Paris 1992).
- [2] Cours en béton armé BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment).
Jean pierre Mougin - Edition Eyrolles (Paris 1992).
- [3] Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/Version 2003).
- [4] Formulaire de béton armé tome1 et 2.
Victor Davidovici - Edition le moniteur (Paris 1996).
- [5] Calcul pratique des tours en béton armé.
Marius Diver - Edition Dunod (Paris 1972).
- [6] Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théories et applications).
Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1972).
- [7] Le calcul pratique des sections de béton armé : Flexion simple et composée.
Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1973).
- [8] Calcul dynamique des structures.
Chanti Amar.
- [9] Construire Parasismique (Conception parasismique des bâtiments- Réglementation).
Milan Zacek - Editions Parenthèses (Marseille 1996).
- [10] Tables pour le calcul des dalles et des parois.
Richard Bares - Edition Dunod (Paris 1969).
- [11] Contreventement des bâtiments par les voiles.
Amar Chanti - Edition OPU (1993).
- [12] Calcul des ouvrages en béton armé.
M. Bellazougui - Edition OPU.
- [13] Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR.
- [14] Calcul pratique des ossatures en béton armé.
Albert Fuentes - Edition Eyrolles (Paris 1973).

Annexes

Annexe n° 01 Caractéristiques des matériaux

A) Le béton

A.1 Définition

C'est un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau).
- Granulats (sable, gravier).

Le béton sera dosé à 350Kg/m^3 de ciment CPA 325. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A.2 Dosage

A titre indicatif, pour 1m^3 de béton armé :

- Granulats : Sable... 380 à 450cm^3 ($D_g \leq 5 \text{mm}$).
- Gravillons..... 750 à 850cm^3 ($D_g \leq 25 \text{mm}$).
- Ciment : 300 à 400Kg .
- Eau : 150 à 200l .

La réalité pratique conduit vers le rapport

$\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} = 0.5$ cela pour limiter le retrait du béton.

- Si $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} > 0.5$: un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- Si $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} < 0.5$: il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

N.B : Pour maintenir $E/C = 0.5$, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

A.3 La résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur des cylindres normalisés (de diamètre $\varnothing = 16 \text{cm}$, hauteur $h = 32 \text{cm}$).

La résistance de béton à la compression avant 28 jours est donnée par : **(BAEL91/A.2.1,11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPa}$$

A.4 Résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression.

Conventionnellement elle est défini par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{(BAEL 91/A.2.1,12)}$$

A.5 Contraintes limites du béton

A.5.1 Les états limites

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

Ø Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante **(Art. A.4.3.41, BAEL 91)**:

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec γ_b est le coefficient de sécurité qui vaut :

- 1,5 cas de situations durables ou transitoires
- 1,15 cas de situations accidentelles

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

la durée d'application	Coefficient η
> 24h.	1
entre 1h et 24h.	0.9
< 1h.	0.85

À $j = 28$ jours : en situation courante : $\gamma_b = 1.5$,

situation durable : $\theta = 1 \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$

en situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$

$$\Rightarrow f_{bc} = 21,74 \text{MPa}$$

- Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU :

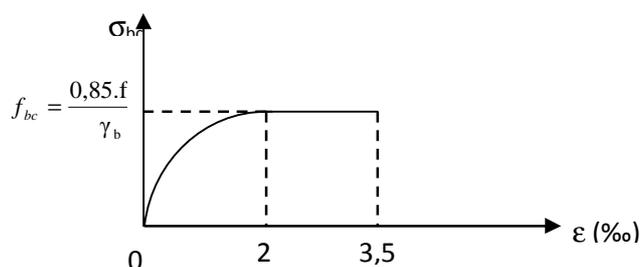


Figure -1- Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2%(état élastique).

Annexe n° 01 Caractéristiques des matériaux

o D'une partie rectangle (état plastique)

$$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 ‰ \Rightarrow S_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{g_b} = f_{bc}$$

Ø Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91)

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

A j = 28 jour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

on aura $\bar{S}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELS :**

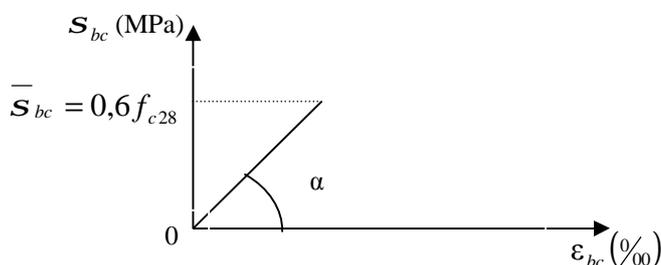


Figure -2- Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

A.5.2- Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.S : (BAEL 91 Art A.5.1,21)

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

Avec:

- T_u : effort tranchant dans la section étudié.
- b : largeur de la section cisailée.
- d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Cas de fissuration non préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

A.6 Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation instantanée (BAEL91/Art2.1, 21)**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ [MPa]}$.

- **Module de déformation différée (BAEL91/A.2.1,22)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{\gamma 28} = 10818.86 \text{ [MPa]}$.

A.7 Module de déformation transversale (BAEL91/ Art .A.2.1.3)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]}.$$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson ν (BAEL91/A.2.1,3)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il sera pris égale à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

B) Les aciers

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

Acier à haute adhérence H.A (feE400)	fe = 400 MPa
Treillis soudés (TL500)	fe= 500 MPa pour $\varnothing \geq 6\text{mm}$.
Treillis soudés (TL520)	fe = 520 MPa pour $\varnothing \leq 6\text{mm}$.
fe : limite d'élasticité.	

Annexe n° 01 Caractéristiques des matériaux

B.1- Module de déformation longitudinale
(BAEL91/Art A.2.2.1) : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

B.2-Coefficient de poisson des aciers : $\nu = 0.3$

B.3- Contraintes limites

- **Contrainte limite ultime** : (BAEL 91/A.4.3.2)

$$s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

avec : γ_s : coefficient de sécurité dans les aciers qui vaut 1,15 pour une situation courante et 1 pour une situation accidentelle.

- **Contrainte limite de service** :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

D'après les règles du BAEL 91 (A,4,5,3), on distingue trois cas de fissures :

- 1) **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire :

$$\bar{s}_s \leq \bar{s}_s = f_e \quad (\text{BAEL9 / Art 4.5.32})$$

- 2) **Fissuration préjudiciable** : les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

(BAEL91/Art4.5.33)

- 3) **Fissuration très préjudiciable** :

Dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs. (BAEL91/Art4.5.34)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

h : Coefficient de fissuration.

$h = 1$	pour les ronds lisses (RL).
$h = 1,6$	pour les HA > 6mm.
$h = 1,3$	pour les HA < 6mm.

B.4 Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

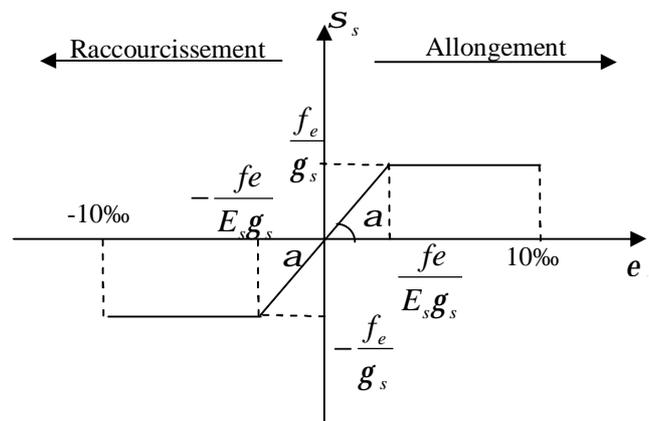


Figure -3- Diagramme contrainte- déformation pour les aciers.

B.5 Contrainte tangentielle conventionnelle
(BAEL 91 modifié 99/ Art 5.11)

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

b_0 : largeur de la bonde considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non peu nuisible : $\tau_u \leq \min(0,1f_{t28}, 3[\text{MPa}])$.
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min(0,1f_{t28}, 4[\text{MPa}])$.

B.6 Protection des armatures (BAEL91/Art A.7.2.4)

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Annexe n° 02 Méthode Forfaitaire

1. Plancher à faible surcharge

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si la valeur nominale de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 [KN/m²].

$$Q \leq \{2 G, 5 \text{ KN/m}^2\}.$$

2. Domaine de validation de la méthode forfaitaire :

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

3. Exposé de la méthode

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée isostatique, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Soient :

M₀ : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges (Pour une portée *l*, chargée uniformément,

nous avons $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$).

M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$a = \frac{Q}{Q + G}$: Rapport de charges.

$$\left(0 < a < \frac{2}{3} \right)$$

Les valeurs de M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$a) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0$$

$$\text{et } (1 + 0,3a)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$b) \quad M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

- c) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :
- 0.6M₀ dans le cas d'une poutre à deux travées.
 - 0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
 - 0.4M₀ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque

- 1) On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- 2) S'il existe sur un appui de rive un moment d'encastrement quelconque, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée.

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Concept de base de la MEF

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (de forme polynomiale) qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

Description de l'ETABS

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...*etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

Rappel (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

Elément : élément
Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
Loads : charge
Uniformed loads : point d'application de la charge
Define : définir
Materials : matériaux
Concrete : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre

Manuel d'utilisation de l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de ETABS

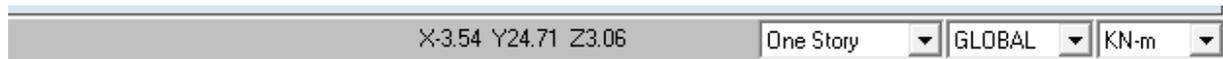
Etapas de modélisation

Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements.



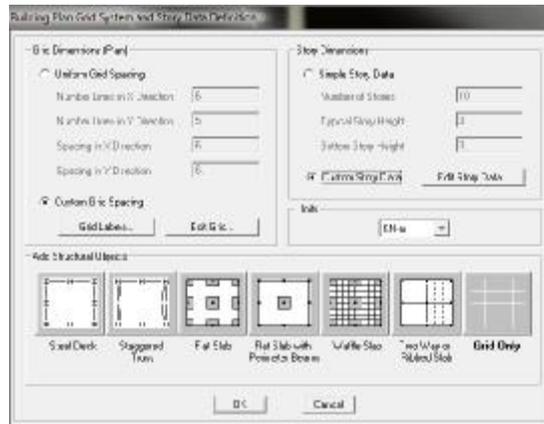
b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (Ctrl+n). Cette option permet d'introduire :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage RDC (**bottom story hight**)

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



Modification de la géométrie de base

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et ou le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue apparaîtra, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant les valeurs des coordonnées x, y et z.

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue

- cocher la case spacing et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.

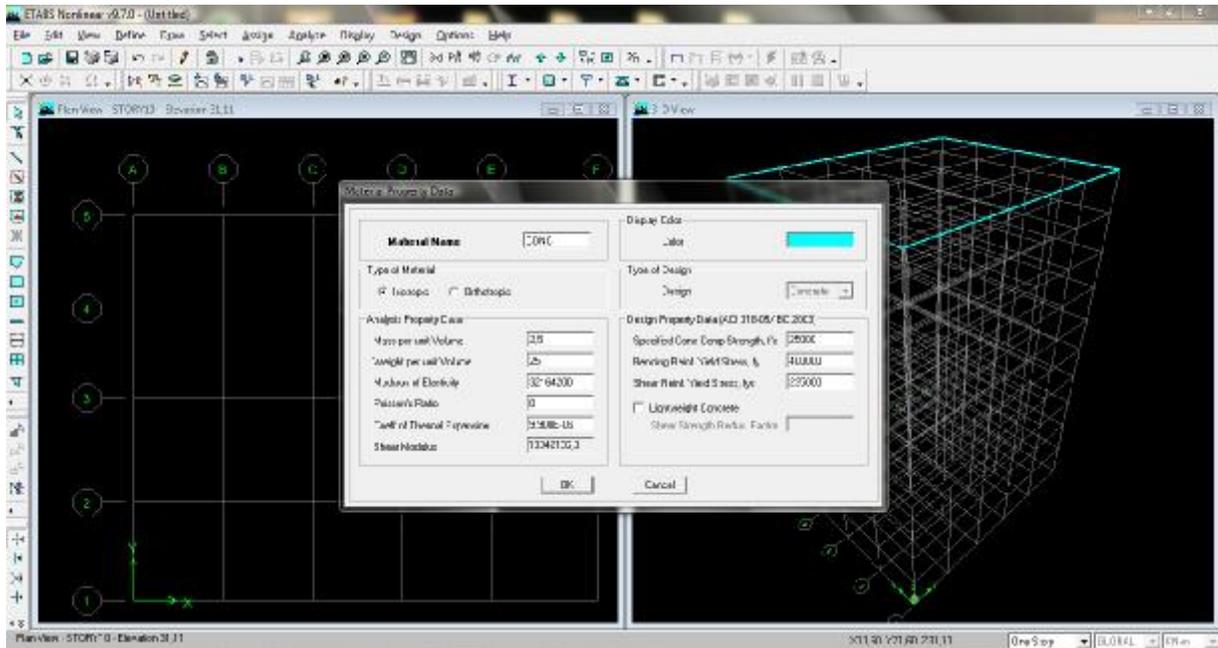
Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes**, nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

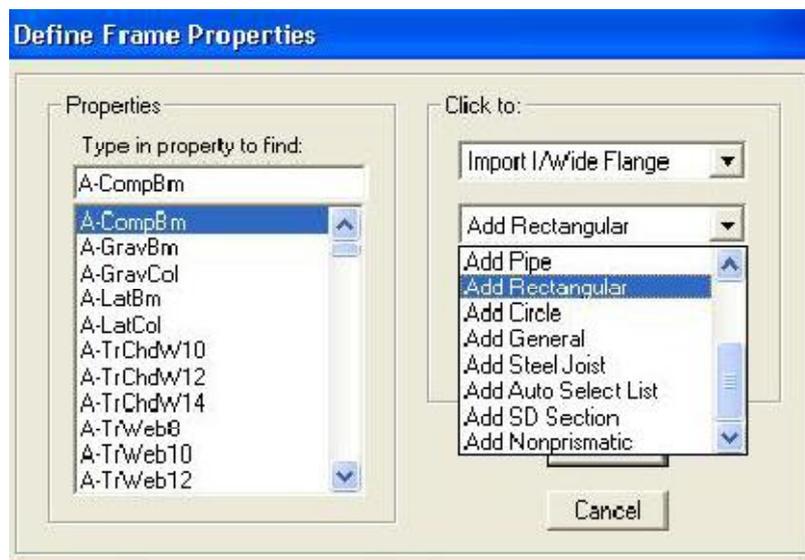


Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, planchers, voiles...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

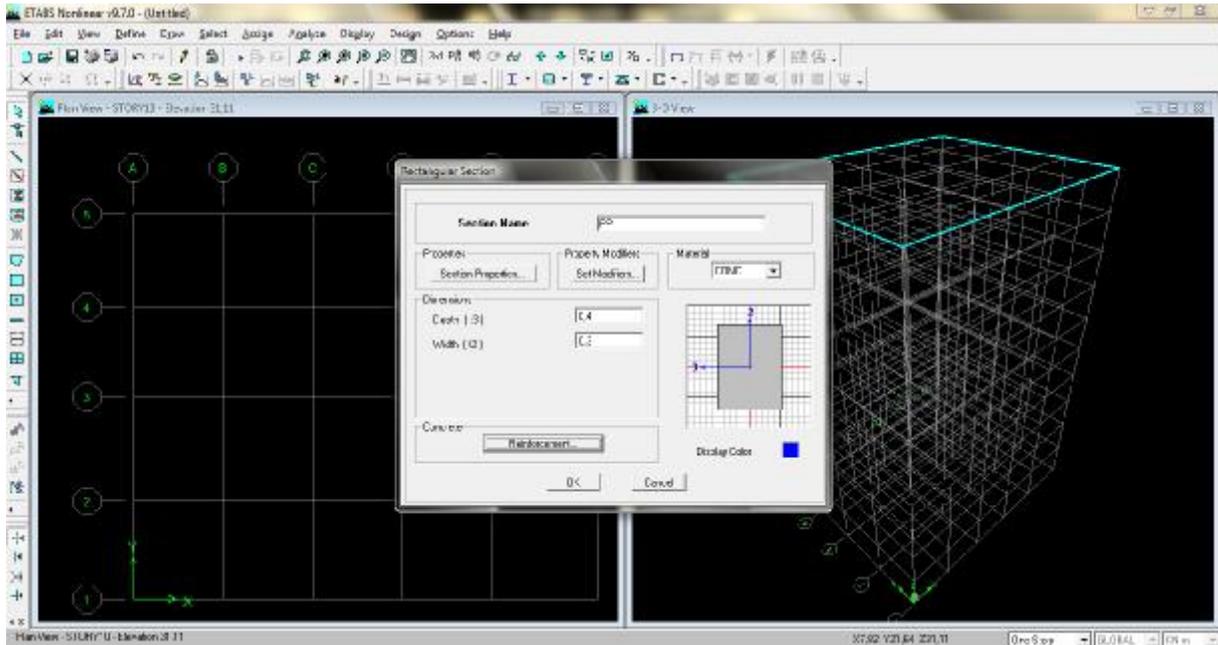


La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section **Section Name**

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **Width**



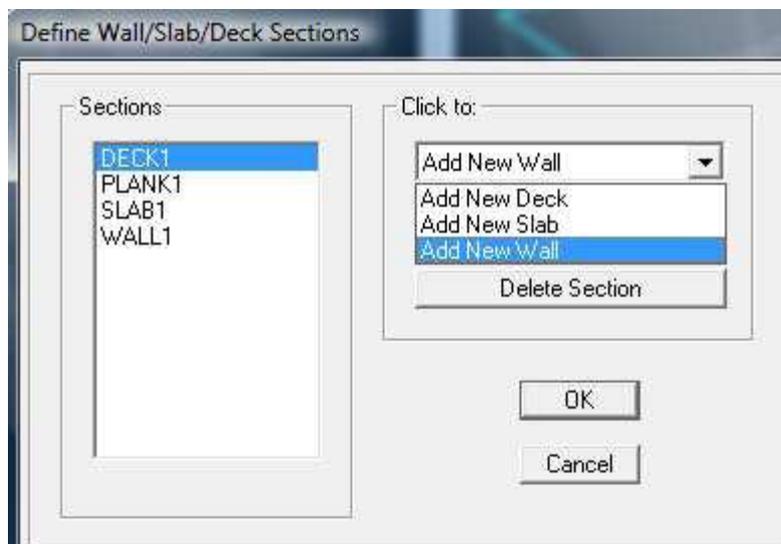
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

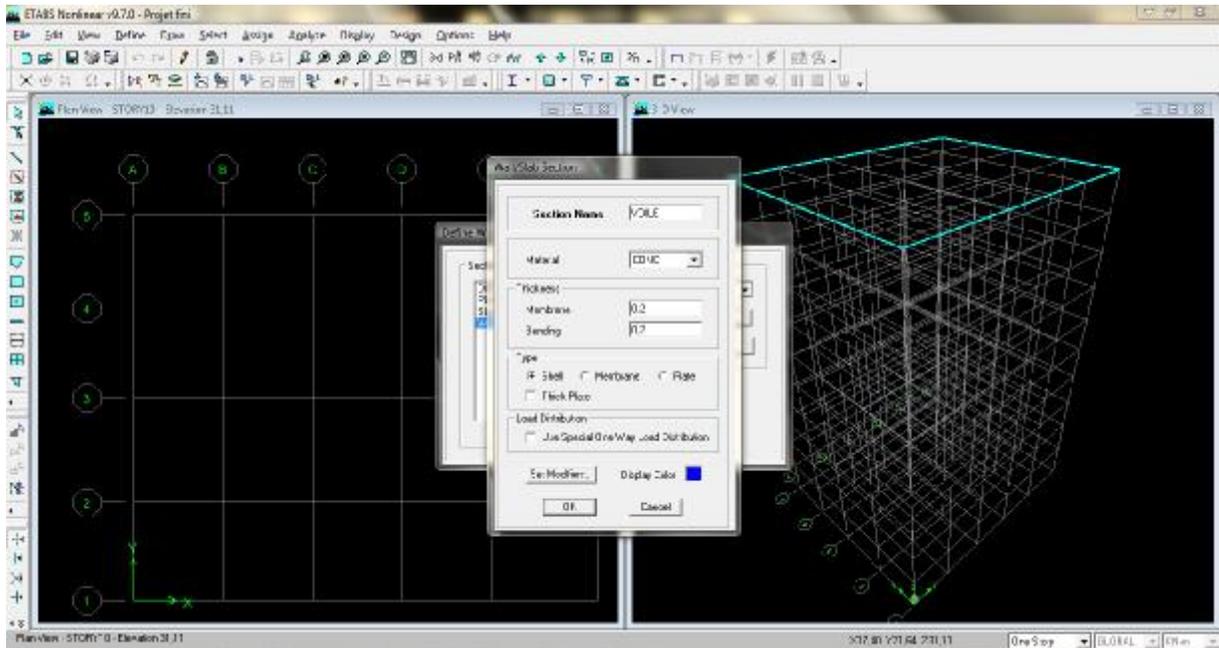
Ø Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



✓ Affectation des sections aux éléments

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outils flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.
- Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**
- On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.
- On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.
- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement, ça dépend de la ligne visée (un seul clic suffira pour le tracer).
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final. Il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils  .

Pour rajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limites deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

- Pour tracer le voile librement on choisit .
- Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

Quatrième étape

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, ect..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement, on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints

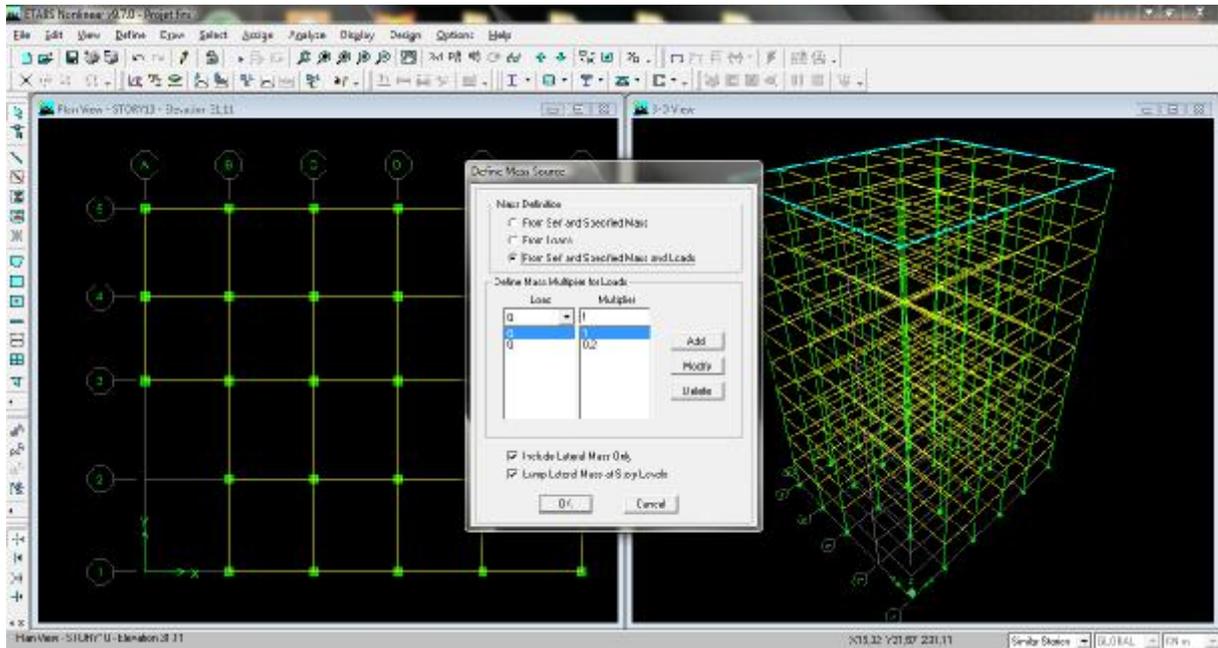


b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**.

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

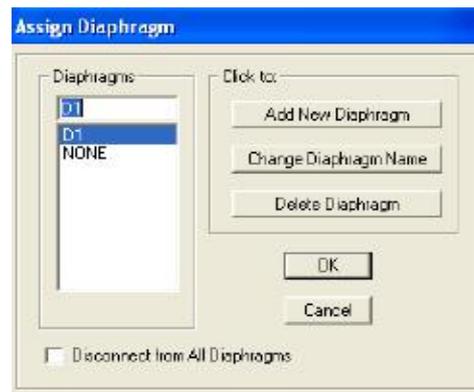


c) Diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

Cinquième étape

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

A. Charges statiques

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

(Q), pour les définir on clique sur :

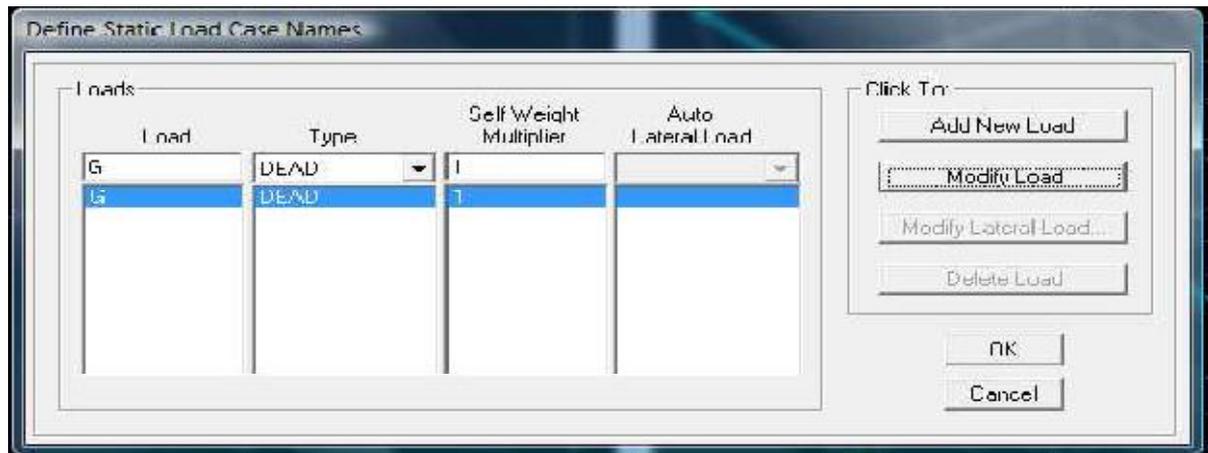
Define → Static load cases

✓ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

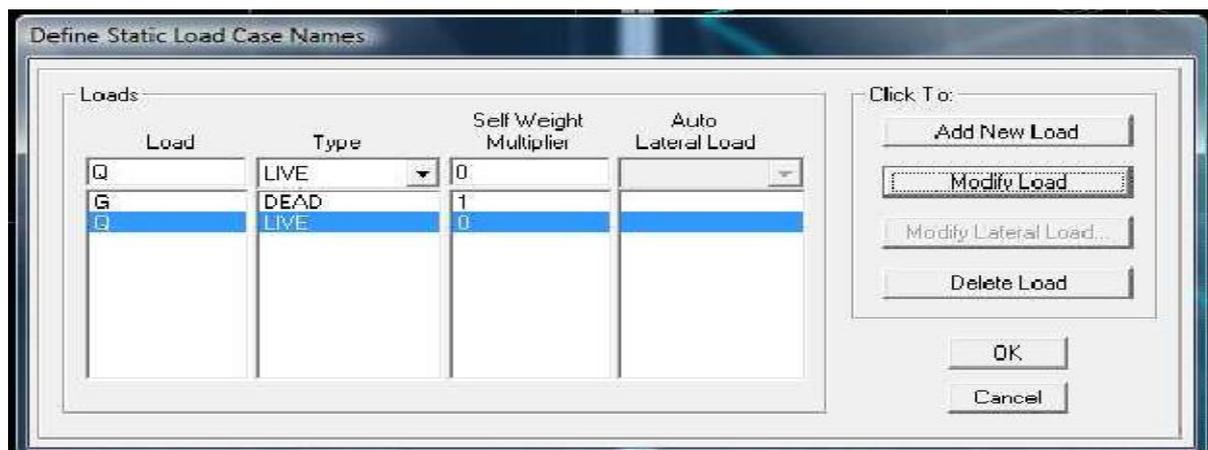


✓ Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



B. Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

✓ Données à introduire dans le logiciel

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement (R) : 2 (voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

- Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- Facteur de qualité (Q)



On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.

The screenshot shows the 'Paramètres RPA99' dialog box with the 'Text' tab selected. The table contains the following data:

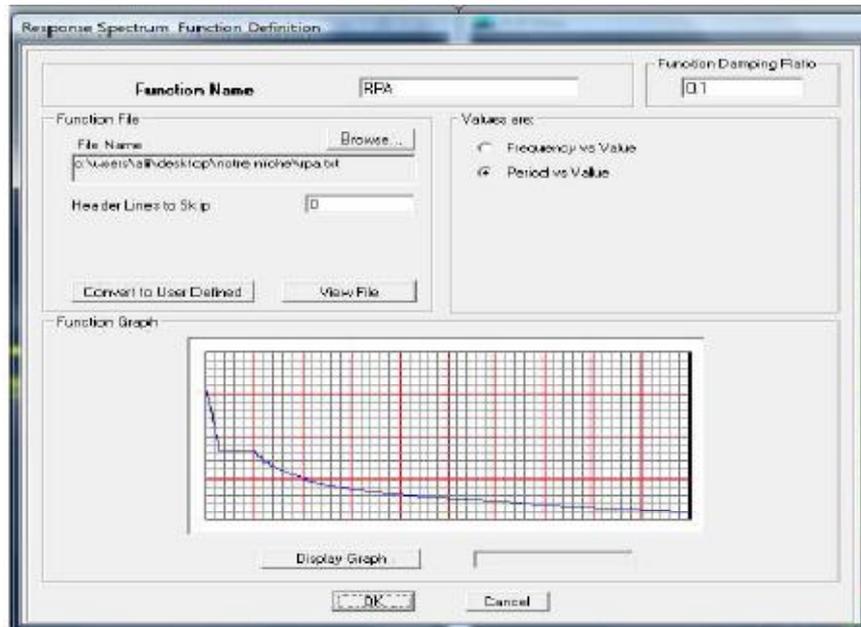
0.000	0.190
0.100	0.150
0.200	0.130
0.300	0.130
0.400	0.130
0.500	0.130
0.600	0.120
0.700	0.100
0.800	0.095
0.900	0.088
1.000	0.082
1.100	0.077
1.200	0.072
1.300	0.069
1.400	0.065

Other settings in the dialog include: Précision: U.1, SAP selected, Zone: IIA, Groupe d'usage: 3, Coeff. comportement: Portiques Autoestables avec remplissage, Facteur de qualité Q: 1.10, Remplissage: Dense, and Site: S3: Site Meuble.

Ø Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

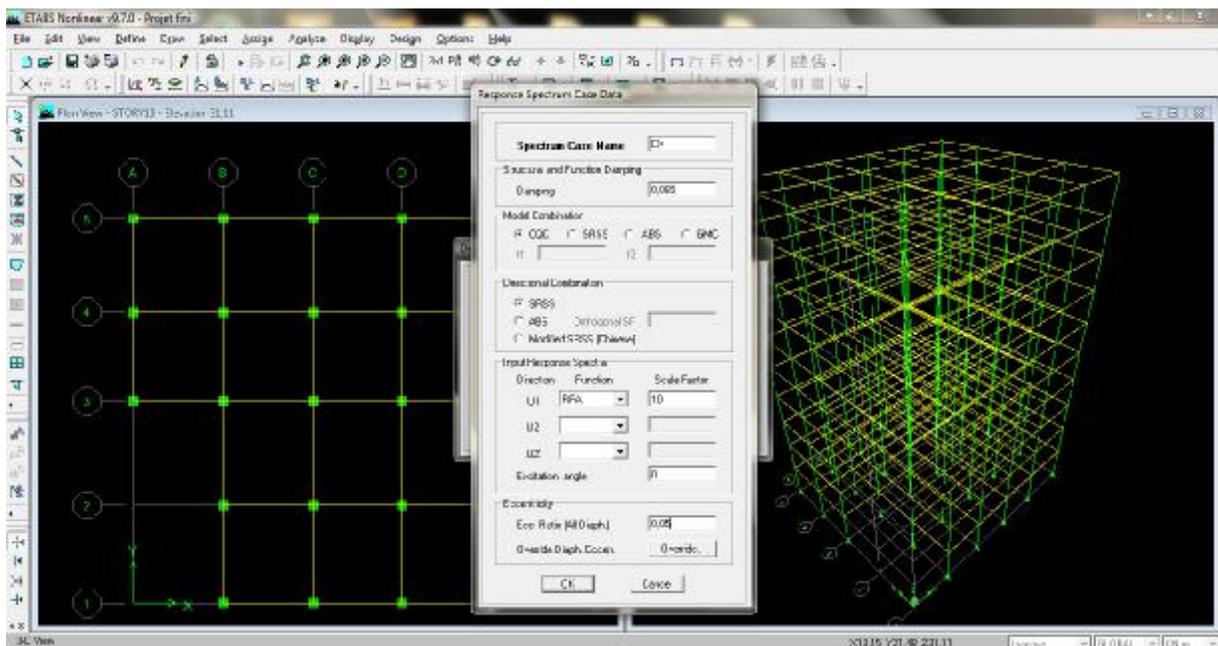
Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



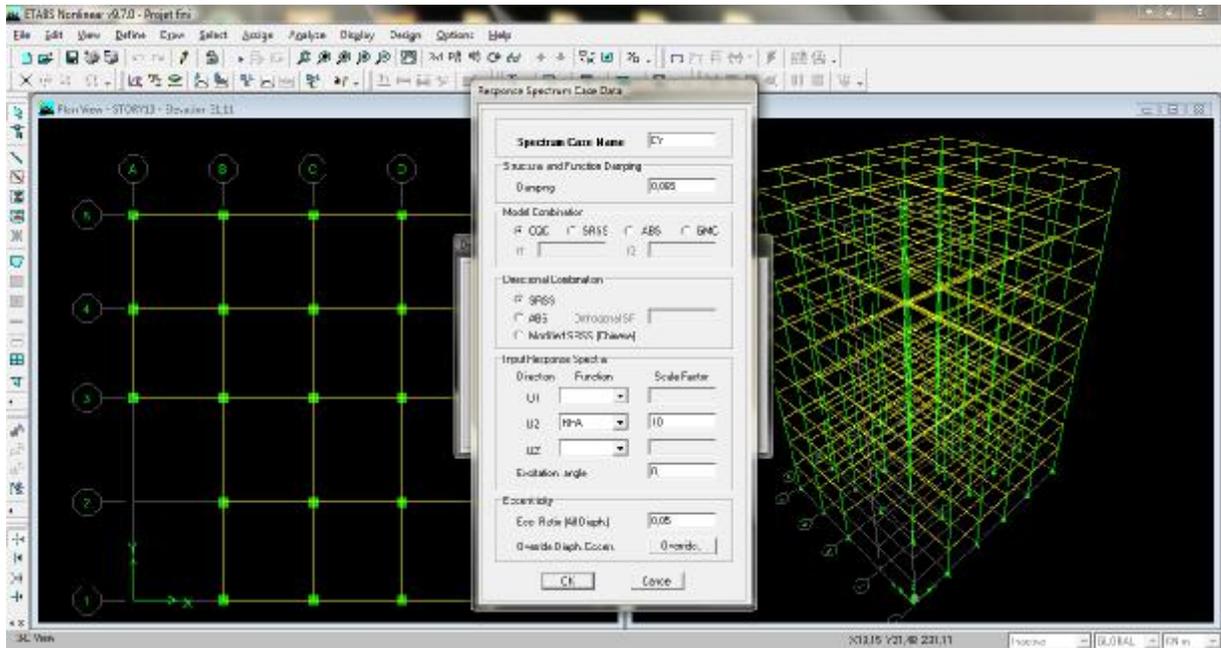
Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**.



Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

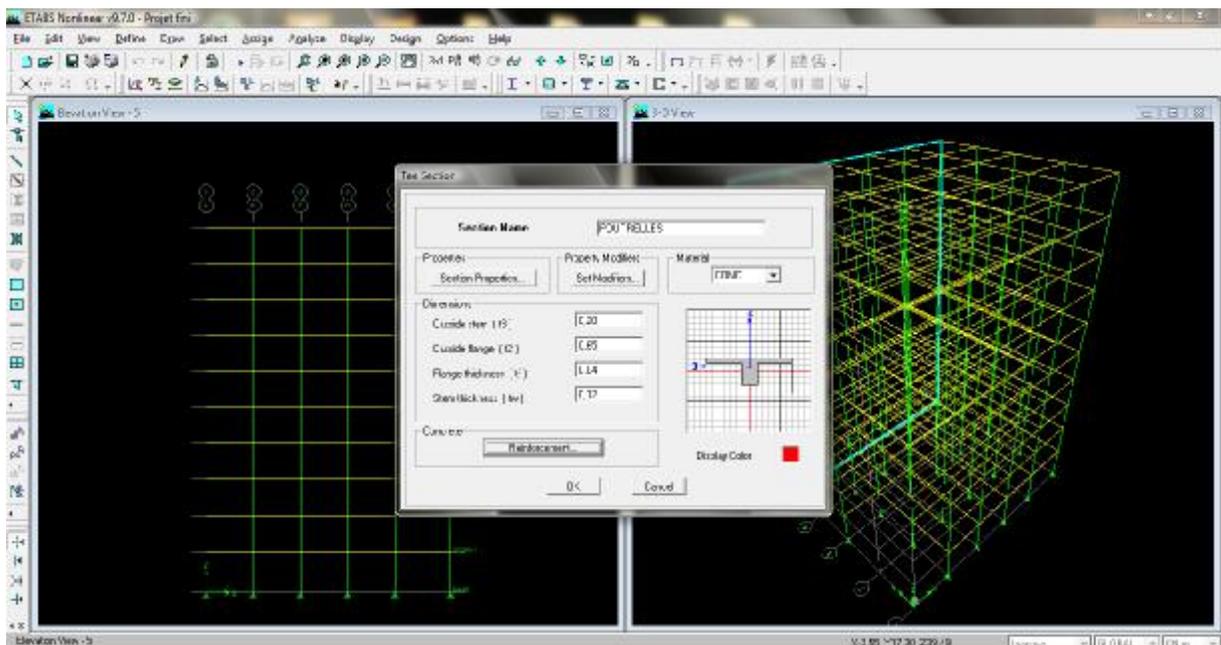


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Sixième étape : Chargement des poutrelles.

Pour définir les poutrelles, on clique sur :

Define → Frame section → Add Tee



Outside stem (hauteur du plancher = 0,20m)

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

Outside flange (largeur de la poutrelle = 0,65m)

Flange thickness (épaisseur de la dalle de compression = 0,04m)

Stem thickness (épaisseur du talon = 0,12m)

Remarque:

ETABS rajoute le poids propre des éléments, donc il faut enlever le poids propre de la poutrelle sinon ETABS va le compter 2 fois (on enlève le poids propre des poutrelles uniquement de la charge permanente).

Pour introduire les poutrelles :

On clique sur l'icône **Create Secondary Beams in Region or at Clicks**, il s'affiche une fenêtre **Properties of Object**.

Property (poutrelle)

Moment Releases (Continuous)

Spacing (Max spacing)

Max spacing (0,65m)

Approx. orientation (Parallèle to X or Y)

Septième étape

La septième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Ø **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Ø **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G+Q±E

08GE : 0,8G±E

Define → Load combination → Add New Combo

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons de charges.

Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

▼ Lancement de l'analyse

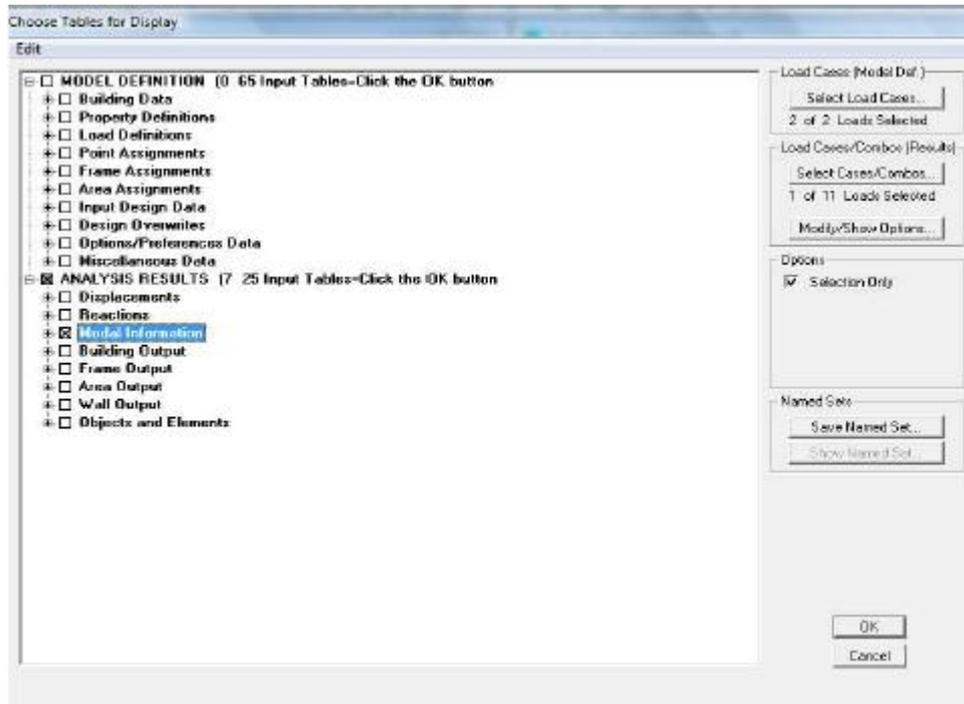
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

▼ Visualisation des résultats

• Période et participation modale

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

Efforts internes dans les éléments barres :

- **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux**

Pour extraire les valeurs des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx, et **U_y** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

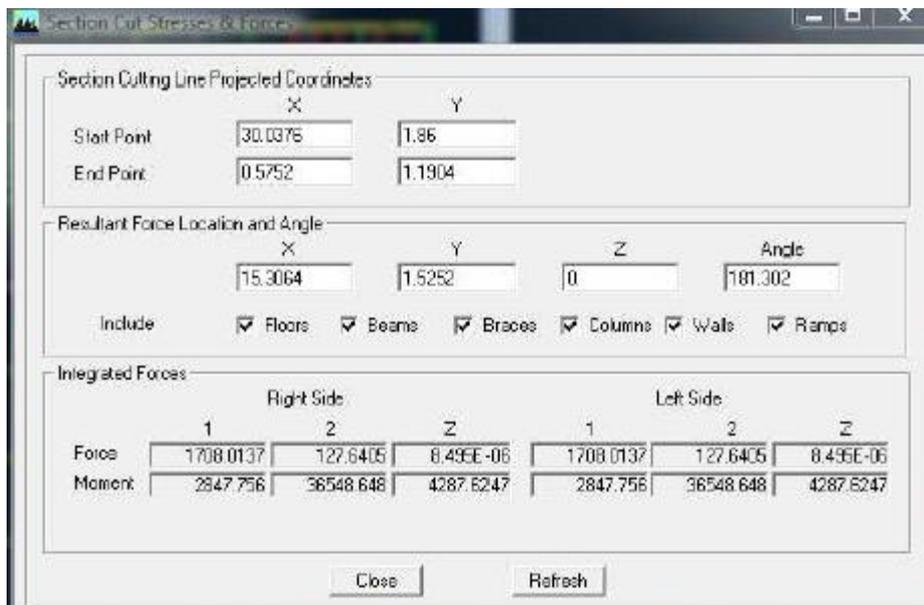
Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

- **Effort tranchant de niveau**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Annexe n° 04 Méthode des trois moments

Rappel sur la méthode des trois moments

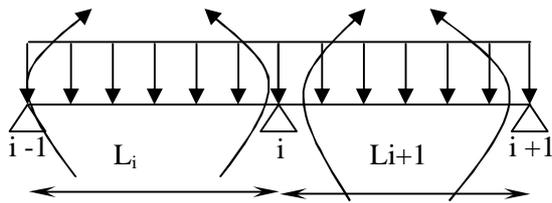


Figure 1 Méthode des trois moments.

§ Moment aux appuis

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} (L_{i+1}) + 6.EI (W_i^g + W_i^d) = 0$$

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} (L_{i+1}) = -6.EI (W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = \frac{Q_i \cdot L_i^3}{24E \cdot I_i} \quad W_i^d = \frac{Q_{i+1} \cdot L_{i+1}^3}{24E I_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} , sont les moments aux appuis respectifs $i-1$, i , $i+1$ pris avec leurs signes.

§ Moment en travée

$$M(x) = m(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x \quad \text{avec}$$

$M(x)$: moment à l'abscisse x de la travée hyperstatique.

$m(x)$: moment isostatique tel que :

$$m(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$ prend la valeur maximale quand

$T(x) = 0$ c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_{i+1}}$$

§ Efforts tranchants

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{-Pour } x = i \Rightarrow T(i) = \frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{-Pour } x = i+1 \Rightarrow T(i+1) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Remarque

L'inconvénient de la méthode des 3 moments est qu'elle surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travée, puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les moments sur appuis de $1/3$ des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de $1/3$ des valeurs trouvées.