

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie-civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en génie-civil
Option : construction civil et industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé en rez-de-chaussée à contreventement mixte avec l'utilisation du logiciel ETABS.

Etudié par :

*M^{elle} AIMEUR ROSA
M^{me} ABBAS NEE DJEMAH NAWAL
M^r BENADDACHE HOCINE*

Dirigé par :

M^r LOUZAI

PROMOTION 2011/2012

Remerciements

*Nous remercions avant tous **Allah**
de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.*

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

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre
encadreur **Mr LOUZAI**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son
aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis
Sa passion pour le calcul des Structures en Béton Armé.*

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

*Nous remercions également les membres des **jurys** pour l'effort qu'ils feront
dans le but d'examiner ce modeste travail.*

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

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma très chère mère qui m'a toujours soutenu ;*
- *Mon père ;*
- *Mes frères ; Atrezki, Farid, Hamid et Adel ;*
- *Mes sœurs ; Ghania, Nassira et Zhira ;*
- *Mon mari et toute sa famille Abbas ;*
- *Mon petit cher Yani ;*
- *Mes très chers amis (es) ;*
- *Mes cousins et cousines ;*
- *Tous ceux qui me sont chère ;*
- *Mes binôme Rosa et Hocine ;*
- *A toute la promotion 2011/2012 ;*

Nawal

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma très chère mère qui m'a toujours soutenu ;*
- *Mon père ;*
- *Mes frères et Mes sœurs ;*
- *Mes très chers amis (es) ;*
- *Mes cousins et cousines ;*
- *Tous ceux qui me sont chère ;*
- *Mes binômes Nawal et Rosa ;*
- *À toute la promotion 2011/2012 ;*

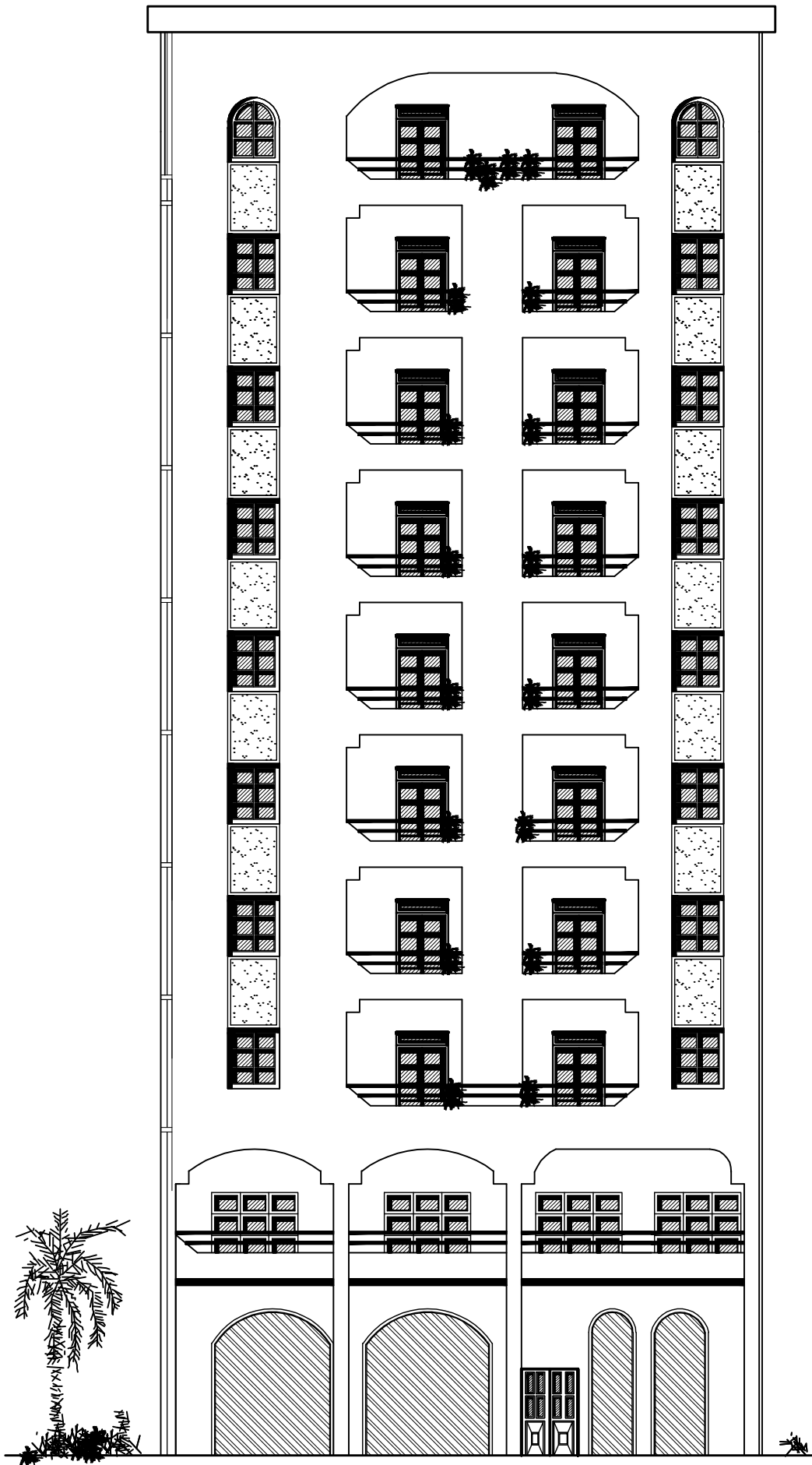
Hocine

DEDICACES

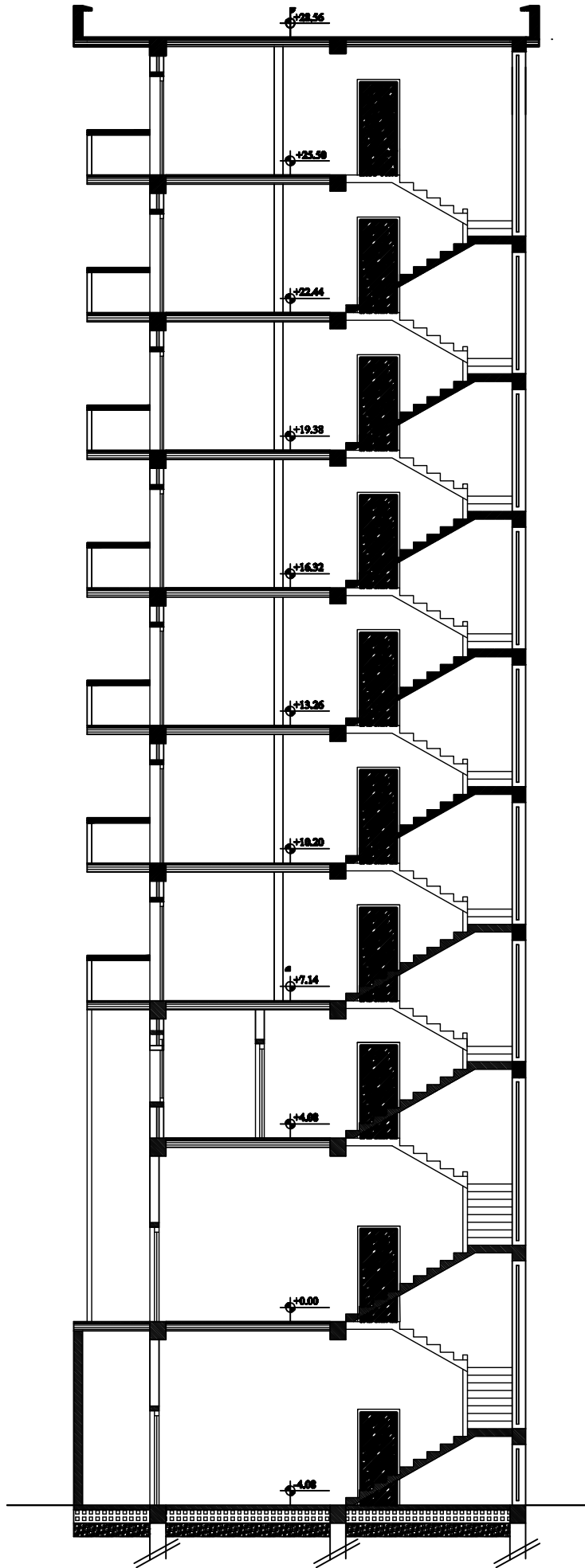
Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma très chère mère qui m'a toujours soutenu ;*
- *Mon père ;*
- *Mes frères et Mes sœurs ;*
- *Mes très chers amis (es) ;*
- *Ma nièce Guizna ;*
- *Mes cousins et cousines ;*
- *Tous ceux qui me sont chère ;*
- *Mes binômes Nawal et Hocine ;*
- *À toute la promotion 2011/2012*

Rosa

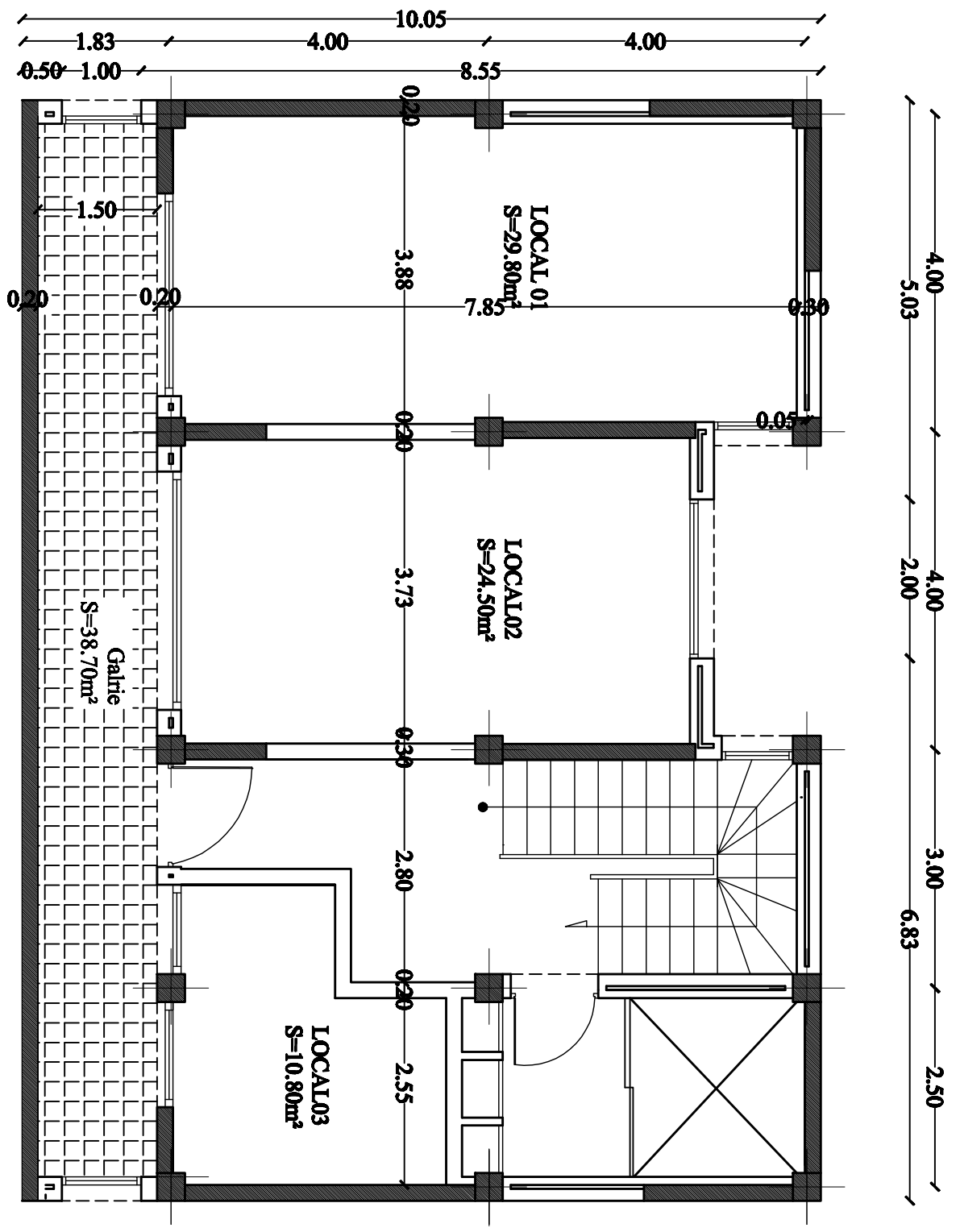


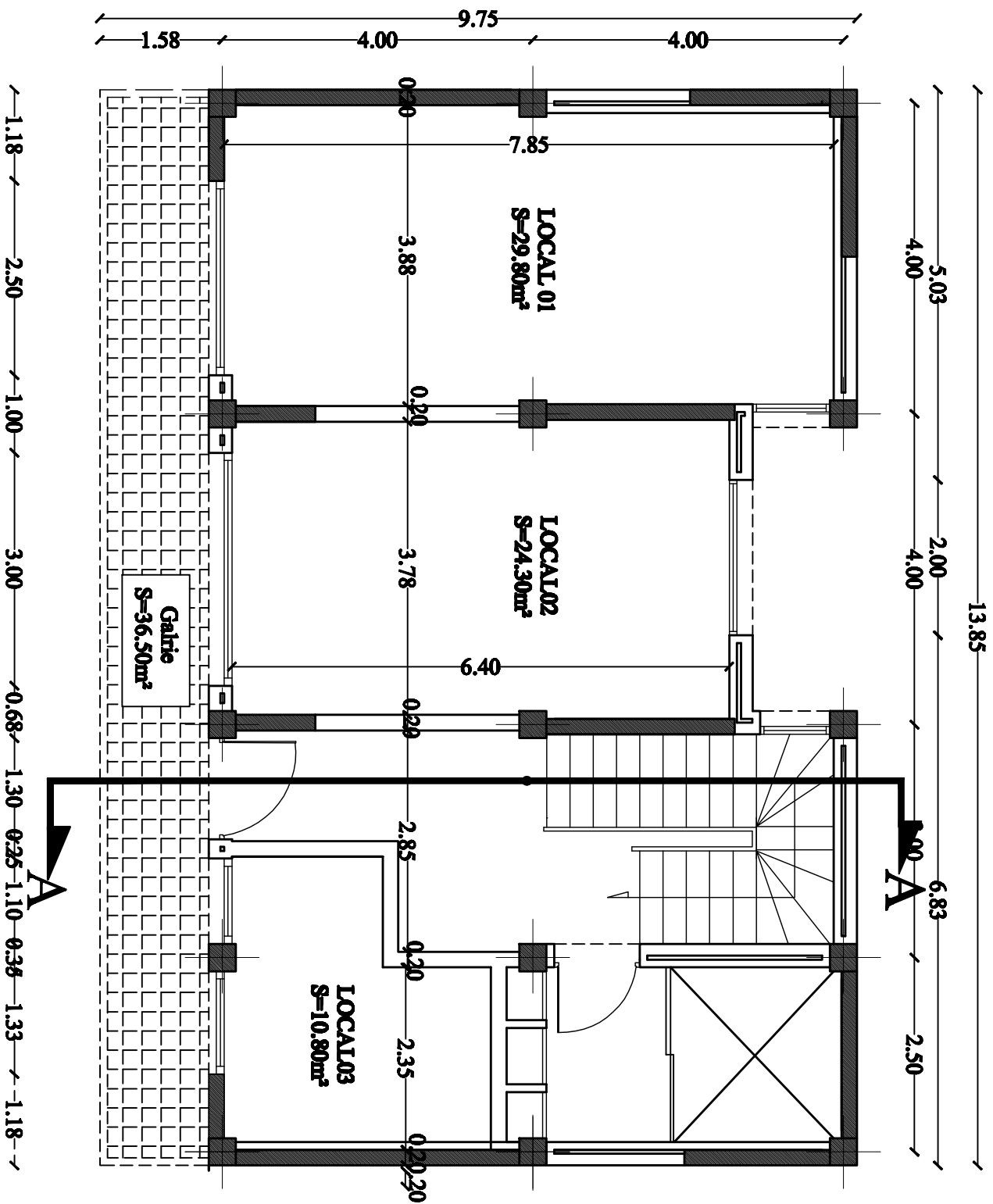
FACADE PRINCIPAL



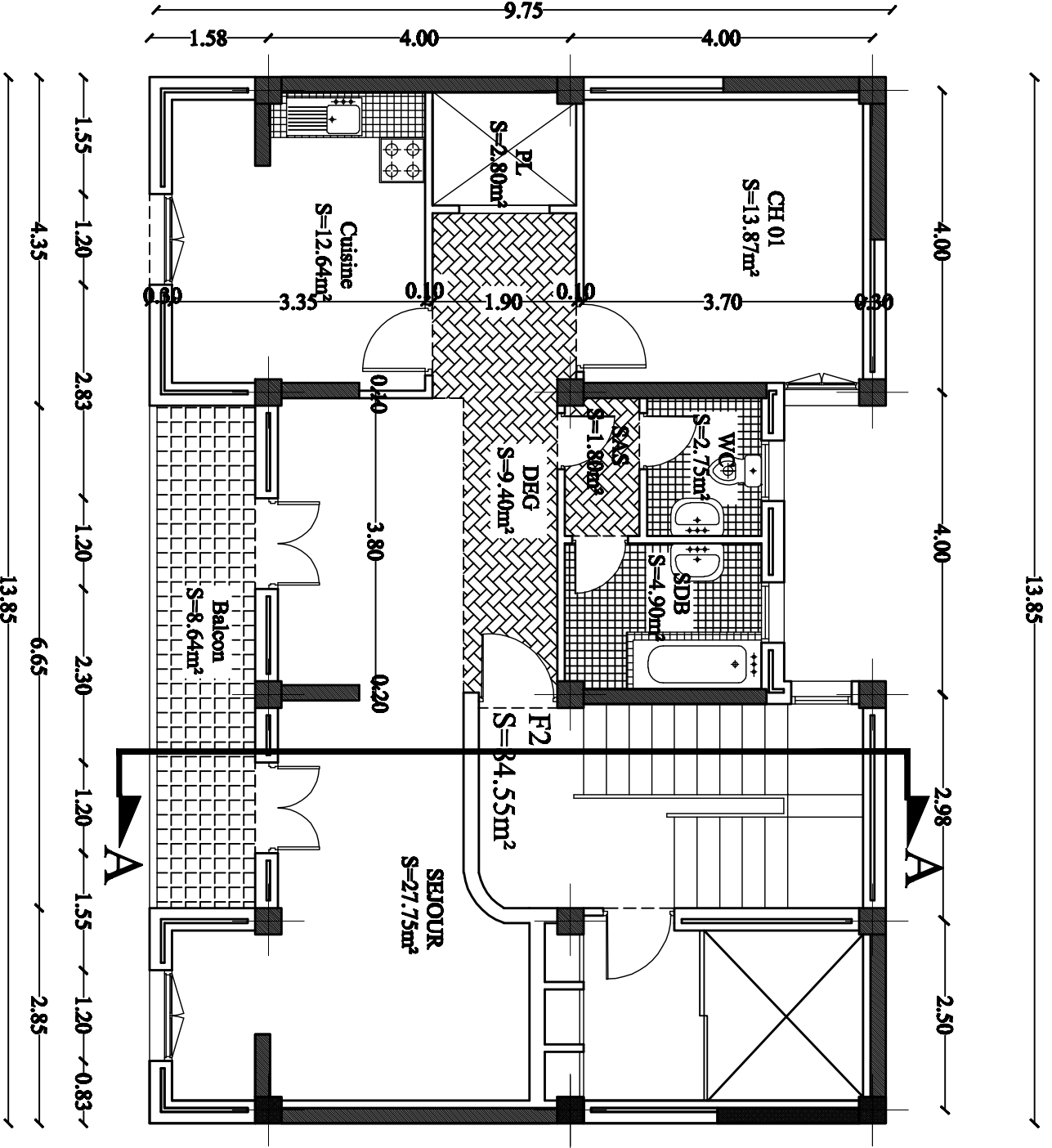
COUPE A A

PLAN DE SOUS SOL

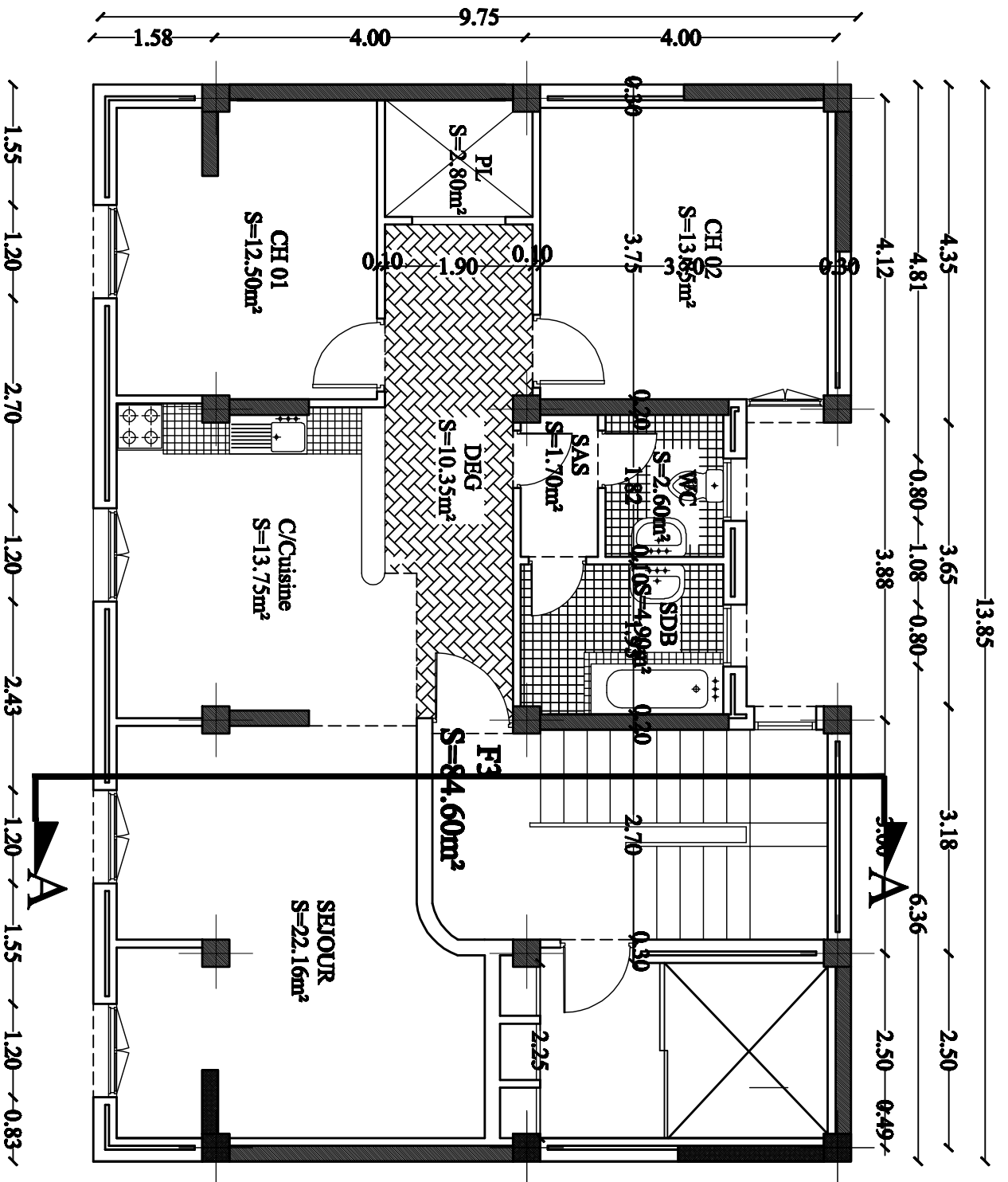




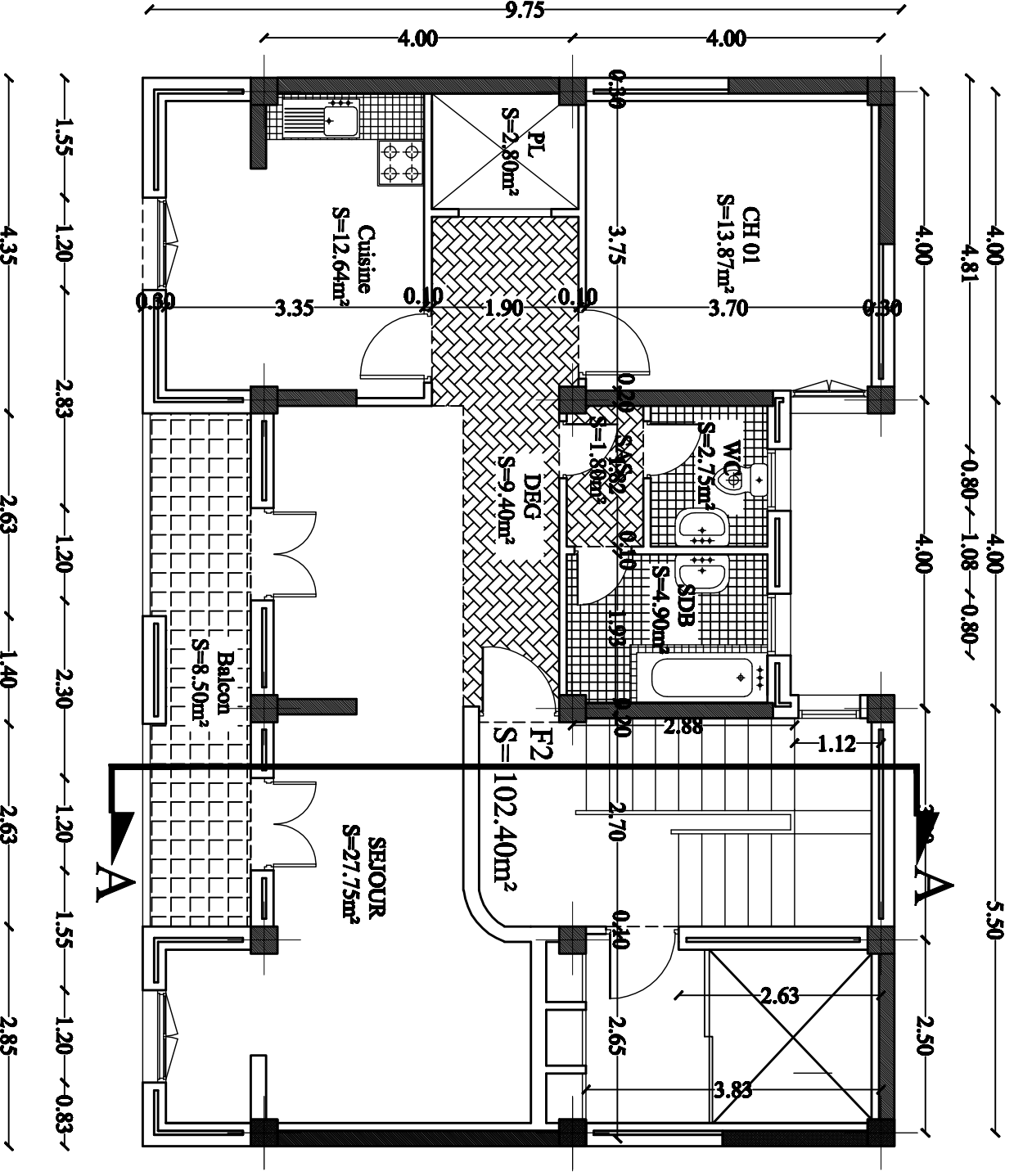
PLAN DE RDC



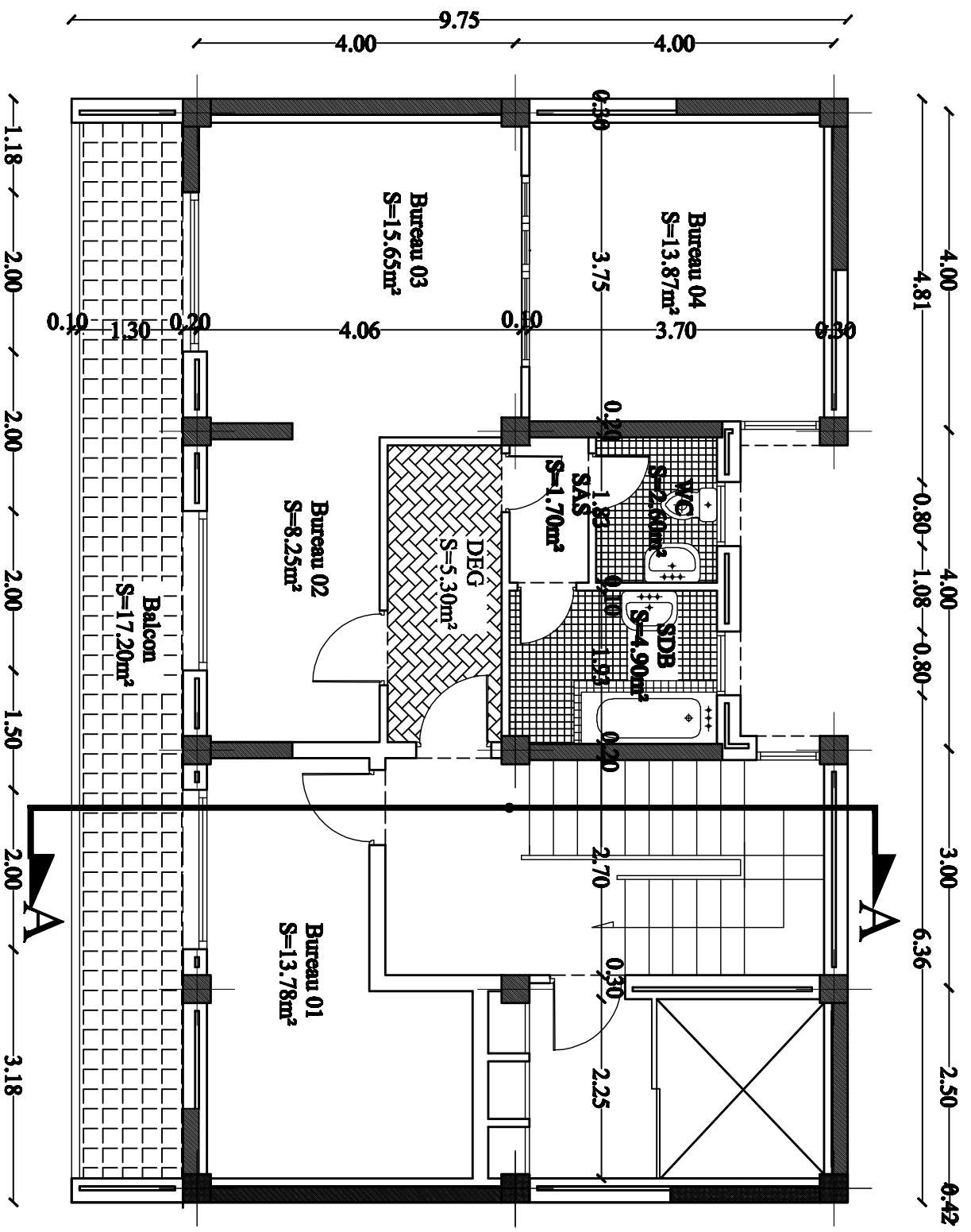
PLAN DETACHE 05



PLAN D'ETAGE 06-07-08

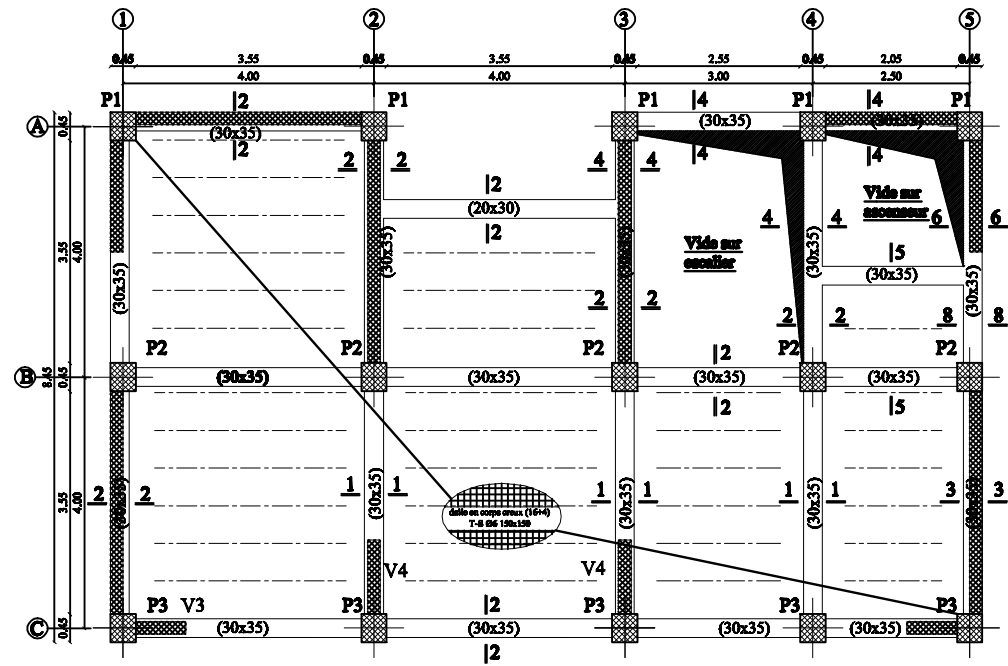


PLAN DETACHES
01-02-03-04

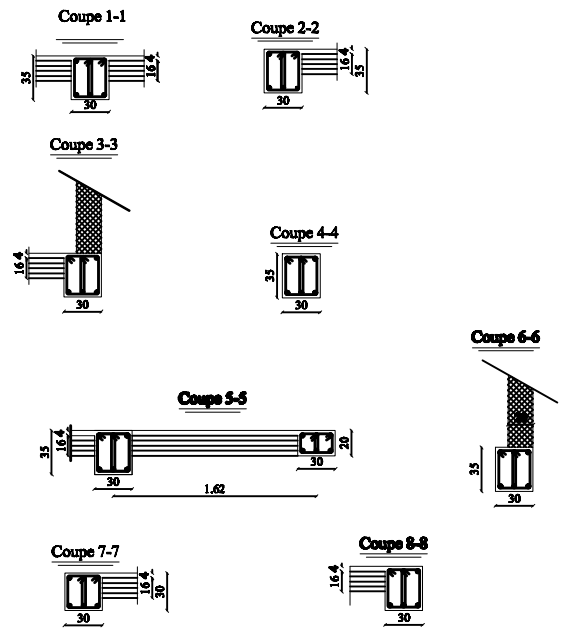
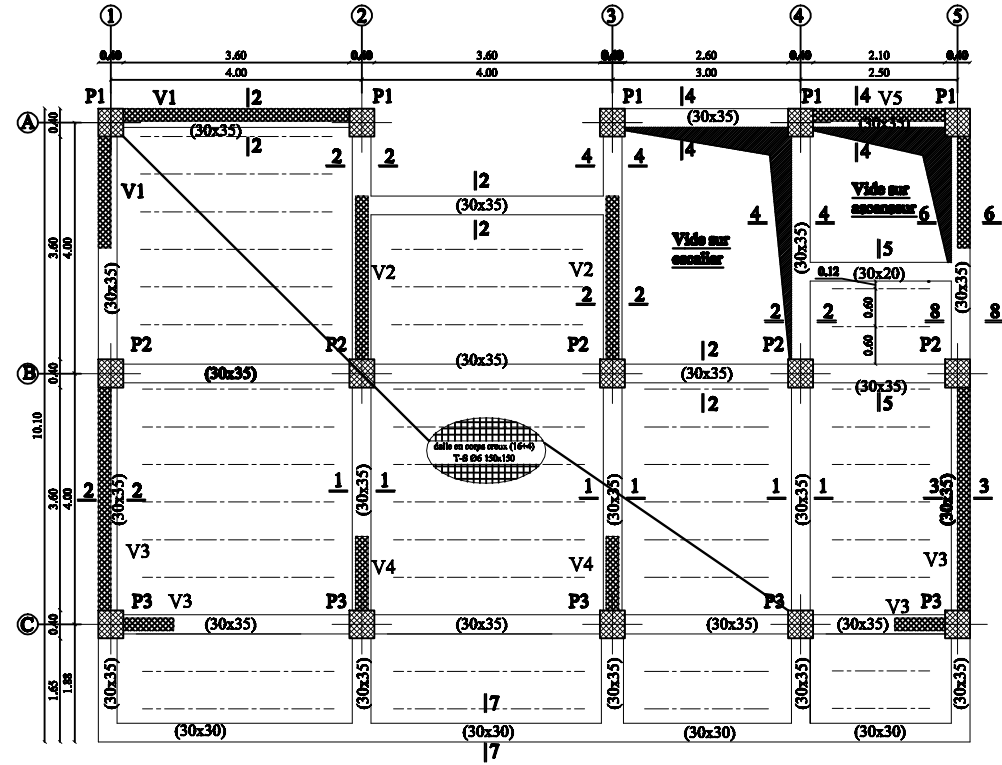


PLAN D'ETAGE DE SERVICE

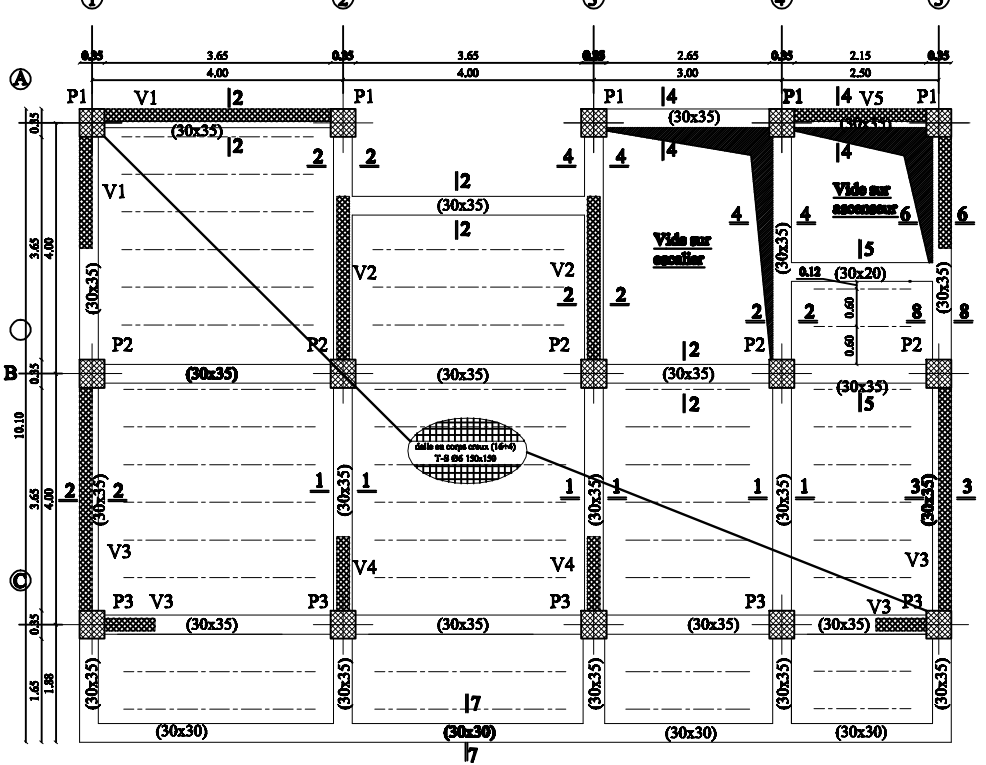
Coffrage Du Plancher: $\pm 0,00; -4,08$



Coffrage Des Planchers $\pm 7,48; +10,54; +13,60; +16,66; +19,72$

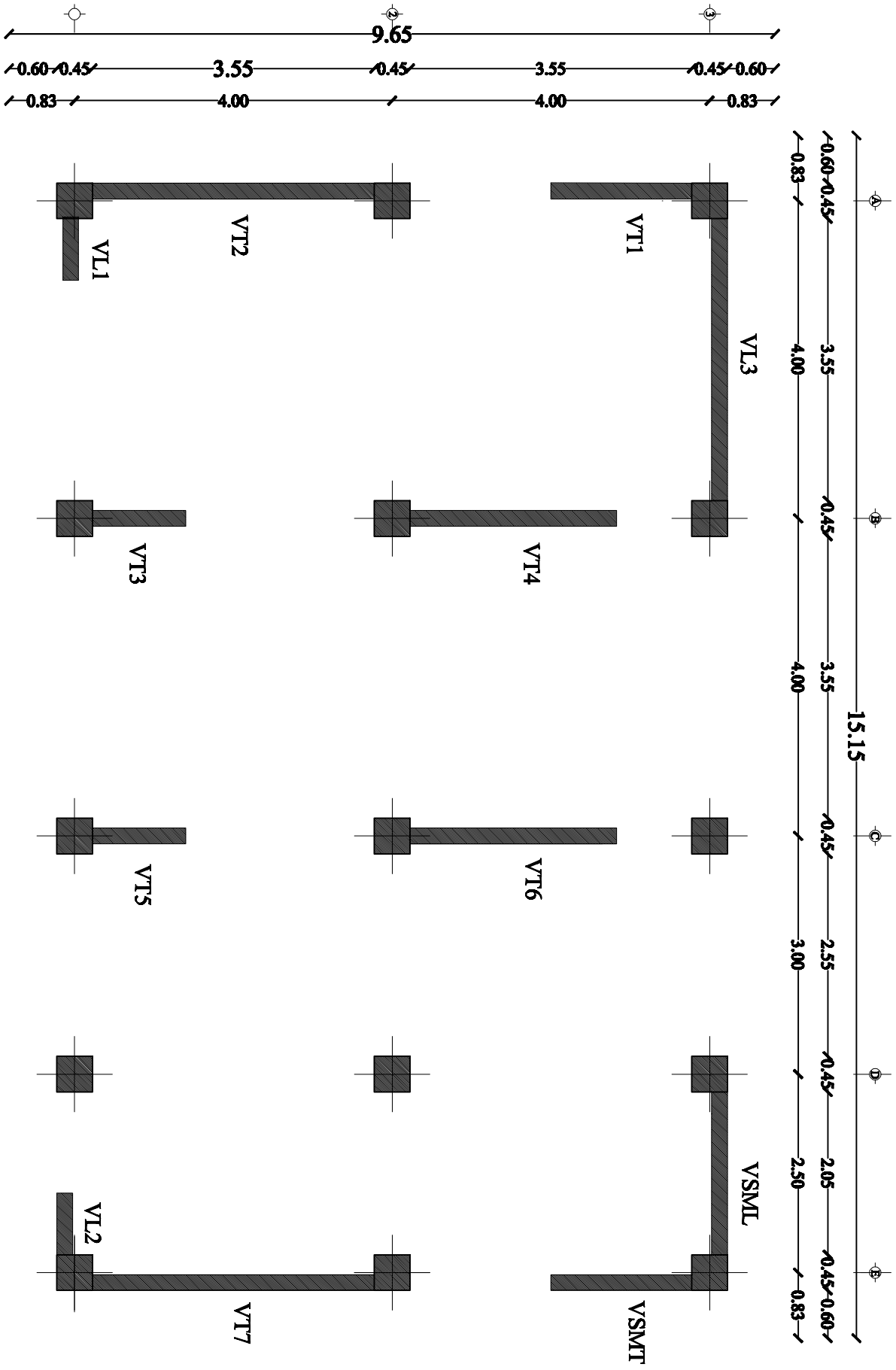


Coffrage Des Planchers $\pm 22,78; +25,84$



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TLEMCEN
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

NOM DU B.A.T. ANNEE D'ENTRÉE DEPARTEMENT	TITRE Feuille des postes nécessaires
NOM DU B.A.T. M. LAHREK	
NUMÉRIQUE PLANCHER	DATE



PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	9
Chapitre III : Calcul des éléments :	20
➤ Acrotère.....	20
➤ plancher.....	28
➤ balcon.....	45
➤ Escalier.....	51
➤ Salle machine.....	96
Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et vérifications	105
Chapitre V : ferrailage des poutres	134
Chapitre VI : ferrailage des poteaux	149
Chapitre VII : Ferrailage des voiles	160
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	176
Bibliographie	181
Conclusion générale	182

INTRODUCTION

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.

Sans parler du dernier séisme du Japon, celui du 21 mai 2003 en régions centrales (Boumèdes, Alger et Tizi – Ouzou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées, due à la négligence et aux constructions anarchiques non surveillées.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en pleine expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.
- La destination de l'ouvrage.

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE *L'OUVRAGE*

I-1 Introduction

L'étude en Génie Civil nous incite à faire un calcul précis, afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 /version2003**) et les bases de **BAEL91 (modifié 99)**, ainsi que le **DTR-BC 22 (charges et surcharges d'exploitation)**

I-2 Description de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+8+sous sol) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) et le sous-sol à usage commercial.
- Du 1^{er} étage à usage de bureaux.
- Les autres étages sont à usages d'habitations.

Cet ouvrage classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à Tizi-Ouzou, classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 /version2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**)

I-3 Caractéristiques géométriques

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :

-longueur.....	13.85m
-largeur.....	9.75m
-Hauteur totale	32.98m
-Hauteur du sous sol	4.08 m
-Hauteur du RDC.....	4.08 m
-Hauteur d'étage de service	3,40m.
-Hauteur d'étage courant.....	3.06 m

I-4 Eléments de l'ouvrage

I-4-1 Planchers

a) Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

I-4-2 Maçonnerie

a) Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 20 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (15+5+10).

b) Murs intérieurs

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

I-4-3 l'escalier

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de pailasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I-4-4 cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé.

I-4-5 Les Revêtements

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau de 2 cm d'épaisseur.

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds de 2 cm d'épaisseur.

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-5-1 Le béton

I-5-1-1 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} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0,83j)} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I-5-1-2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton est calculée à partir de sa résistance à la compression, elle est donnée par la formule suivante : (Art A-2 12 BAEL91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I-5-1-3 Contraintes limites

a) Contrainte limite à la compression (Art 4 – 3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

b) Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91)

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \quad \longrightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad \longrightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

c) Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I-5-1-4 Module d'élasticité

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 :

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale

$$\text{à : } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1+\nu)$$

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\nu = 0,2 \quad \text{l'état limite de service}$$

$$\nu = 0 \quad \text{l'état limite ultime}$$

I-5-1-5) Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

a) L'état limite ultime

On adopte le diagramme parabole rectangle ci dessous :

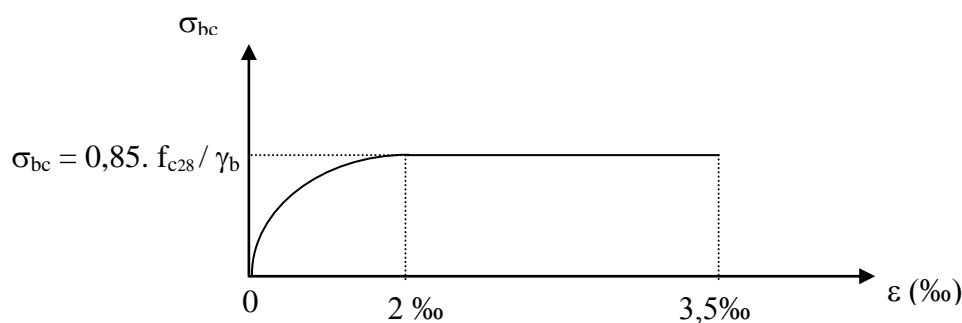


figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

b) L'état limite de service :

ELS : (Etat limite de service) : c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

À 28 jour : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 28 = 15 \text{ MPa}$

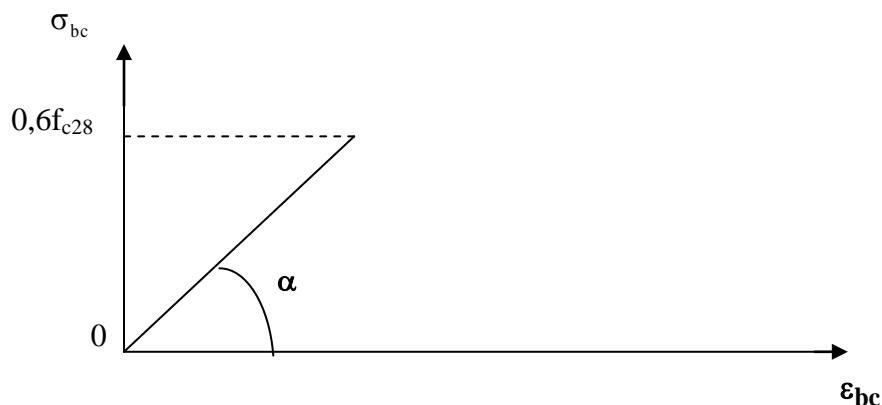


figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I-5-2 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I-5-2-1 Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 %	1,3	1

I-5-2-2 module d'élasticité longitudinal

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I-5-2-3 Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :

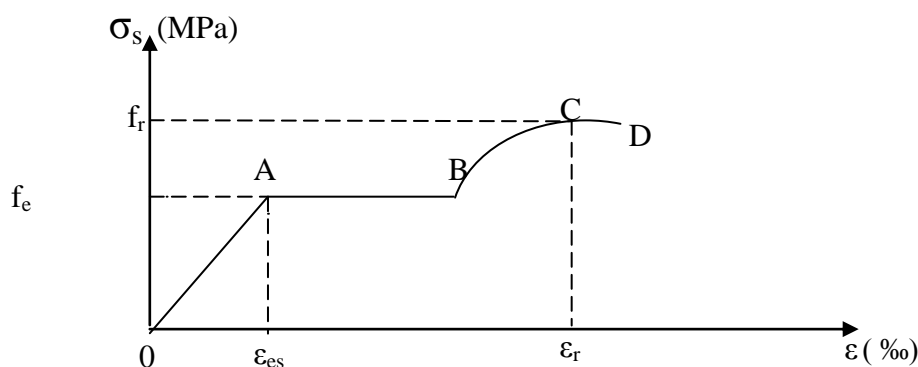


figure I-3 : diagramme contrainte- déformation.

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

I-5-2-4) Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant

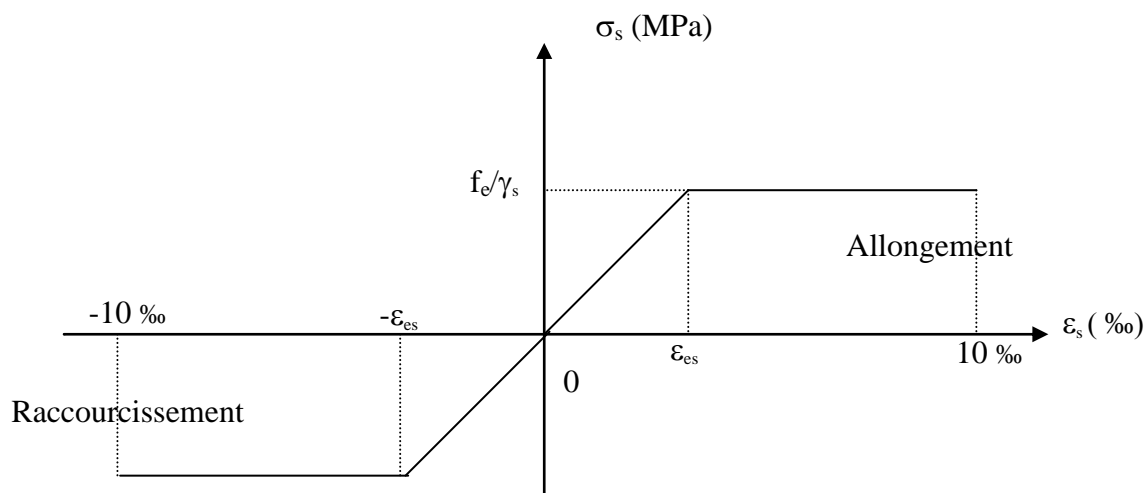


figure I-4 : diagramme contrainte – déformation de calcul.

I-5-2-5) Limite d'élasticité

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

I-5-2-6) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{en MPa}$$

I-5-2-7) Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures contre les intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ❖ $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ❖ $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II

PRÉ

DIMENSIONNEMENT

DES ÉLÉMENTS

II-1 Planchers en corps creux

Ils sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées selon la plus petite portée, et d'une dalle de compression.

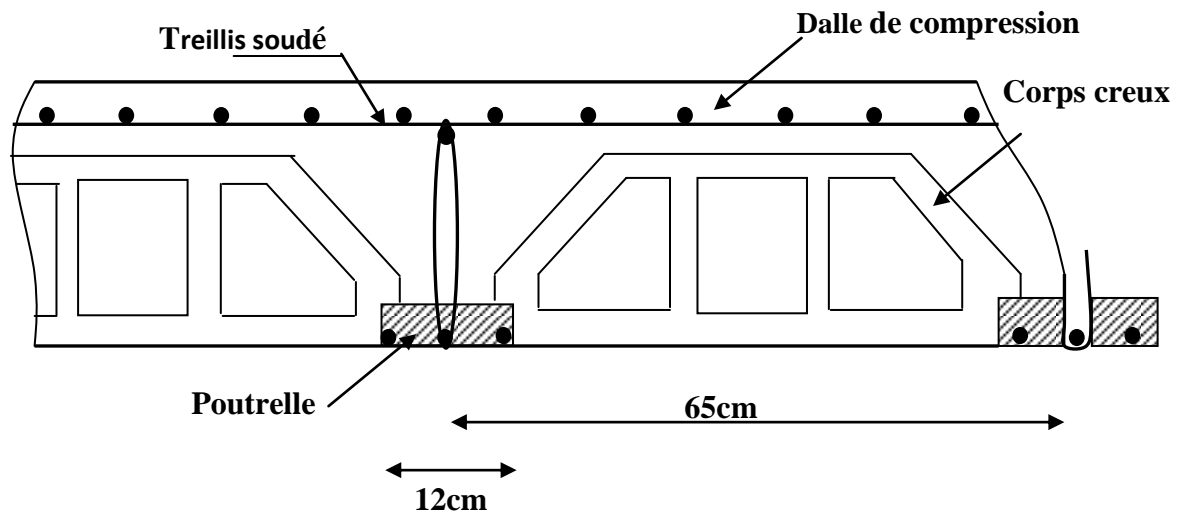


figure II-1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux.

La hauteur du plancher est déterminée par :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L_{max} : Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

Pour : $L_{max} = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$.

$$h_t \geq \frac{365}{22,5} = 16,22 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

- épaisseur du corps creux : 16 cm
- épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

II-2 Les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement constitués par une série de murs porteurs pleins.

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003).

a) Epaisseur [ART 7.7.1 /RPA99 version 2003]

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

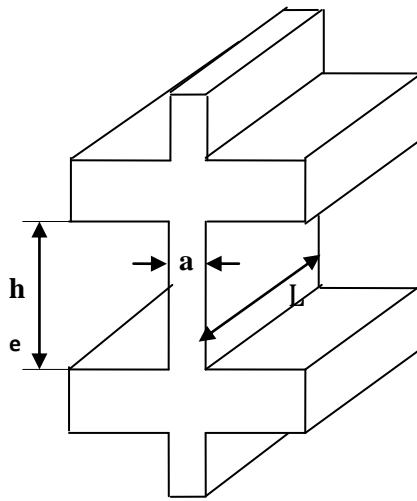
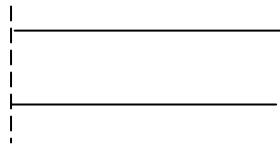


figure II-2 : Coupe du voile en élévation.



$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

figure II-3 : coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

$$a \geq \frac{he}{20} \quad \text{avec : } he = H - e_{dalle} = h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

On prend: $a = 20 \text{ cm}$

b) largeur minimale du voile

La largeur du voile doit satisfaire la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

$$\text{On a : } 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$L_{\min} = 83 \text{ cm} > 4e \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

II-3 les poutres

a) poutres principales

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectué selon la loi suivante :

$$\diamond \text{ la hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : désigne la portée libre de la poutre considérée entre nus d'appuis.

h_t = la hauteur total de la poutre.

Pour $L_{\max} = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$, on aura :

$$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 36,5 \text{ cm.}$$

On prend: $h_t = 35 \text{ cm}$.

$$\diamond \text{ la Largeur: } 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm.}$$

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

b) Les poutres secondaires

$$\diamond \text{ la hauteur : on a } L_{\max} = 365 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 36,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$

$$\diamond \text{ La largeur : } 0,4 \times h_t \leq b \leq 0,7 \times h_t \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Pour faciliter le coffrage, on prend : $b = 30 \text{ cm}$

D'après l'article 7.5.1 du RPA les conditions suivantes doivent être respectées.

- ✓ $h \geq 30$ cm
 - ✓ $b \geq 20$ cm
 - ✓ $h/b \leq 4$
- Les conditions de RPA sont vérifiées.

Conclusion : les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : (30×35) cm²
- Les poutres secondaires : (30×35) cm²

II-4 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service, en compression simple selon la combinaison : $N_s = G + Q$ avec :

N_s : Effort repris par le poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.

La section des poteaux est donnée par la formule suivante : $A_p \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal.

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence).

On choisira le poteau (B2), avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte de compression admissible du béton (voire chapitre I)

II-4-1 Descente de charge

II-4-1-1 détermination des charges et surcharges

a) charges permanentes

➤ Plancher terrasse

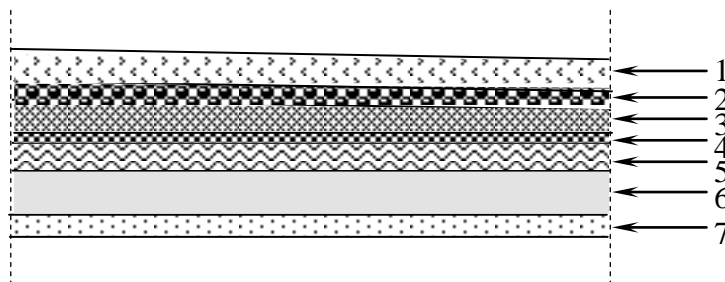


figure II-4 : coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22 . 00	0.40
2	Mortier de pose	2	20.00	0.44
3	Couche de sable	2	18.00	0.36
4	Dalle en corps creux	16+4	/	2.80
5	Cloison en brique	10	09.00	1.30
6	enduit plâtre	2	10.00	0.20
			G _{totale}	5.50

➤ **Plancher étage courant**

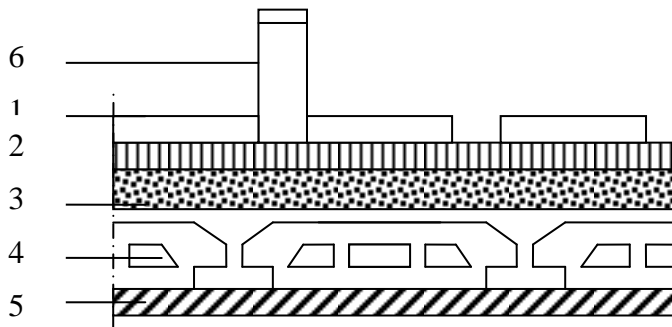


figure II.5: Coupe verticale du plancher d'étage courant.

N	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	17 . 00	01
2	Etanchéité multicouches	2	6.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.40
4	Isolation thermique (liège)	4	4.00	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
7	enduit plâtre	2	10	0.20
			G _{totale}	5.69

b) Surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage bureau → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

II-4-1-2 Surface d'influence

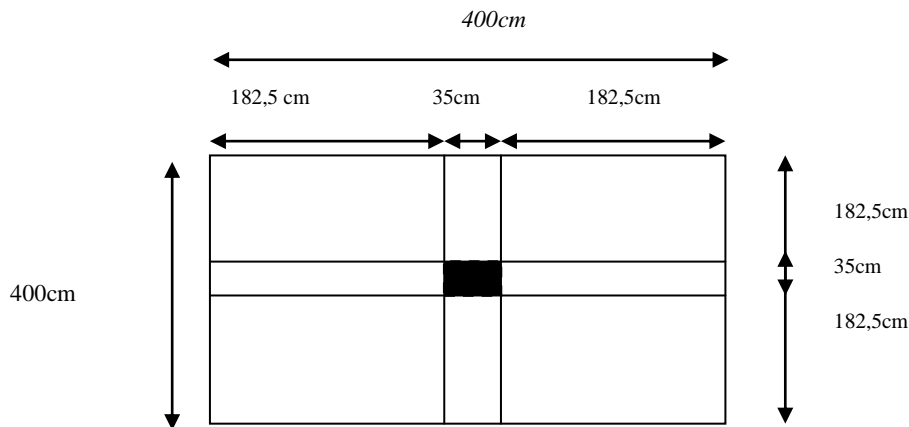


figure II-5: surface revenant au poteau.

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

$$St = 13.32 \text{ m}^2$$

• Poids revenant à chaque plancher

- ✓ plancher terrasse : $G_t = 13,32 \times 5,69 = 75.79 \text{ KN}$.
- ✓ plancher étage courant : $G_t = 13,32 \times 5,50 = 73.26 \text{ KN}$.

• Poids revenant à chaque poutre

$$\text{Poutre principales } G_{pp} = 1.825 \times 2 \times 25 \times 0.30 \times 0.35 = 9.58 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire } G_{ps} = 1.825 \times 2 \times 25 \times 0.30 \times 0.35 = 9.85 \text{ KN}$$

Donc le poids propre total des poutres est : $P = 9.58 + 9.58 = 19.16 \text{ KN}$

II-4-2 loi de dégression des charges d'exploitation

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

La loi de dégression est : $\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

- ◆ Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- ◆ Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .
- ◆ N : nombre de l'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

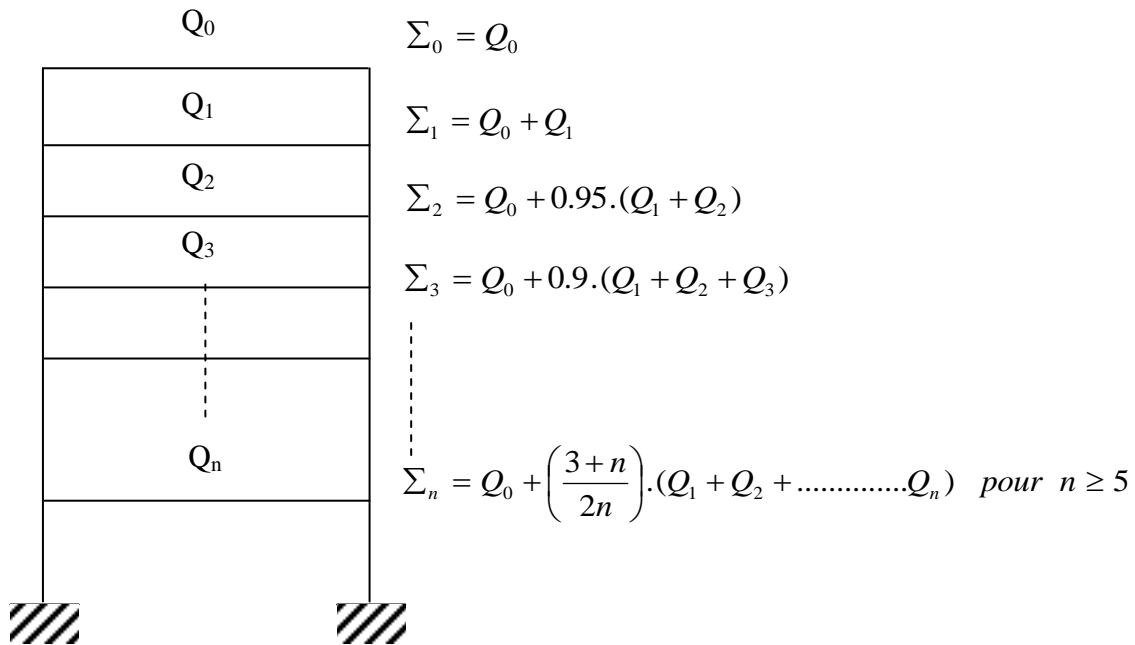


figure II-9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

$Q_0 = 1.00 \times 75.79 = 75.79$ KN

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_6 = 1.5 \times 73.26 = 109.89$ KN .

Plancher RDC, 1^{er} étage, S / sol : $Q_7 = 2.5 \times 73.26 = 183.15$ KN .

Niveau 08 : $Q_0=75.790$ KN.

Niveau 07 : $Q_1=Q_0+Q_1= 185.680$ KN.

Niveau 06 : $Q_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 284.581$ KN.

Niveau 05 : $Q_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 372.493$ KN

Niveau 04 : $Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 449.416$ KN.

Niveau 03 : $Q_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 515.350$ K

Niveau 02 : $Q_6= Q_0+0.75 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 625.24$ KN

Niveau01 : $Q_7= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6+ Q_7)= 725.972$ KN.

Niveau RDC: $Q_8=Q_0+0.67 (Q_1 + Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6 +Q_7+ Q_8)= 885.697$ KN.

Niveau S/sol : $Q_9=Q_0+0.66 (Q_1 + Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6 +Q_7+ Q_8+Q_9)= 965.697$ KN.

II-4-3 poids des poteaux :

Pour le pré dimension des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

✓ $b= 25$ cm

✓ $h= 25$ cm

❖ poids des poteaux du RDC et du sous sol :

$$G=0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25$$

$$G=6.375 \text{ KN}$$

❖ Poids des poteaux d'étage courant :

$$G=0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25$$

$$G=4.781 \text{ KN}$$

❖ Poids des poteaux d'étage de service :

$$G=0.25 \times 0.25 \times 3.40 \times 25 \quad G=5.312 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge :

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux N=Gc+Qc [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G Totale	G Cumulé	Qi	Qcum		Section trouvée	Section adoptée
8	75.79	9.58	/	85.37	85.37	75.79	75.79	161.16	107.440	35x35
7	73.26	9.58	4.781	87.621	172.991	109.89	185.68	358.671	239.114	35x35
6	73.26	9.58	4.781	87.621	260.612	109.89	295.57	556.182	370.788	35x35
5	73.26	9.58	4.781	87.621	348.233	109.89	405.46	753.693	502.462	40x40
4	73.26	9.58	4.781	87.621	435.854	109.89	515.35	951.204	634.136	40x40
3	73.26	9.58	4.781	87.621	523.475	109.89	625.24	1148.71	765.810	40x40
2	73.26	9.58	4.781	87.621	611.096	109.89	735.13	1346.22	897.484	40x40
1	73.26	9.58	5.312	88.152	699.248	183.15	918.28	1617.53	1078.35	40x40
RDC	73.26	9.58	6.375	89.215	788.463	183.15	1101.43	1889.89	1259.92	45x45
S SOL	73.26	9.58	6.375	89.215	877.678	183.15	1284.58	2162.26	1441.50	45x45

II-4-4 vérification des règles du RPA99 (modifié et complété en 2003)

D'après l'article 7-4-1 du RPA (coffrage) nous avons les dimensions minimales suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : hauteur libre du poteau.

✓ **Poteau d'étage courant (35x35)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 35 \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (40x40)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq 14.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau RDC et S.SOL (45x45)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 45 \geq 19.4 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau d'étage de service (45x45)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 45 \geq 16 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b^4/12$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

→ Poteau (35 x 35)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.16 < 50$

→ Poteau (40 x 40)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.4 = 18.51 < 50$

→ Poteau étage de service (45 x45)..... $\lambda = 2.42 \times 3.40 / 0.45 = 18.28 < 50$

→ Poteau RDC et sous sol (45 x 45)..... $\lambda = 2.42 \times 4.08 / 0.45 = 21.94 < 50$

Conclusion

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

III-1 l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontale (Q = 1KN/ml) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

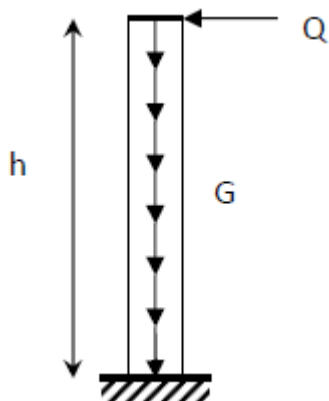


figure III-1 : schéma statique de l'acrotère.

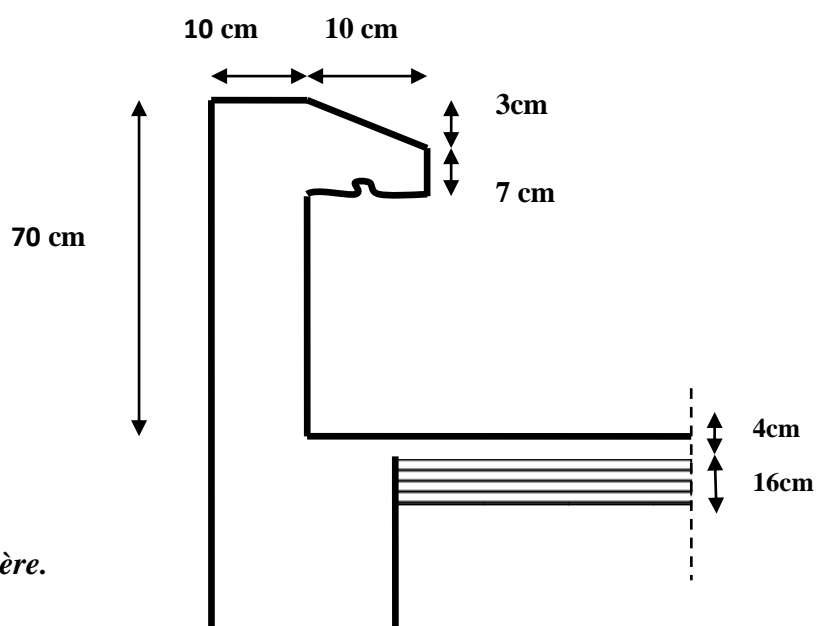


figure III-2: coupe verticale de l'acrotère

III-1-1 Calcul des sollicitations

❖ Effort normal dû au poids propre

$$G = S \rho$$

$$S = [(0.7 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] = 0.078 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } G = 0.078 \times 25 = 1.962 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton = 25 KN/m^3

S : Section transversale

❖ **Effort normal**

$$N = G = 1.962 \times 1 = 1.962 \text{ KN/ml}$$

❖ **Effort horizontal**

$$T = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment de renversement M du à l'effort horizontal**

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$$

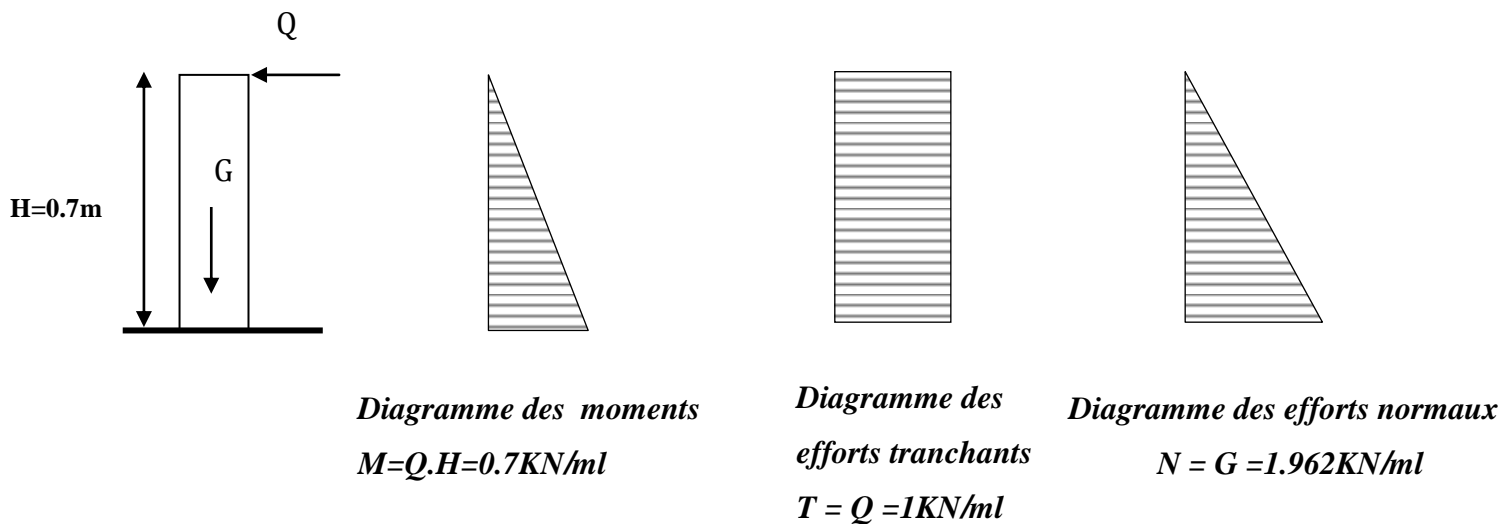


figure III-3 : diagramme des efforts internes.

III-1-2 Combinaison de charges

a) A L'ELU

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

❖ **Effort normal du à G**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.962 = 2.649 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 2.649 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment de flexion du à Q**

$$M_u = 1.5 \times Q_u = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.05 \text{ KN.m}$$

b) A L'ELS

La combinaison est : G + Q

❖ **Effort normal de compression**

$$N_s = G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment de flexion :**

$$M_s = M_Q = 0,7 \text{ KN.m}$$

III- 1-3 calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m}$.

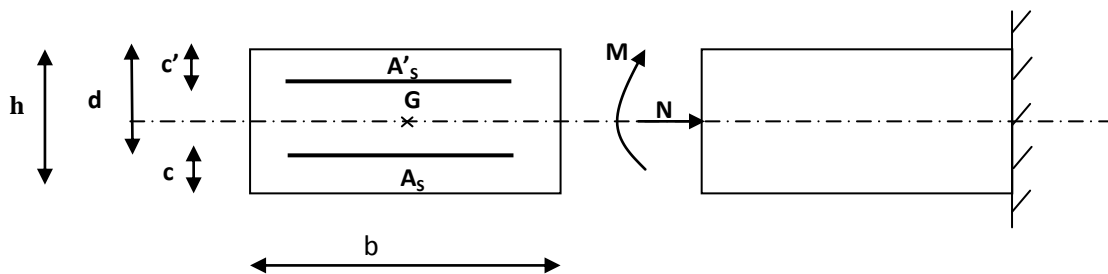


figure III-1-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III-1-3-1 Calcul à L'ELU**a) calcul de l'excentricité**

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm};$$

$$e_u = M_u / N_u = 1.05 / 2.649 = 0.39 > h/2 - c = 0.03 \text{ m.}$$

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section

⇒ Section partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

b) calcul en flexion simple

Le moment fictif est donnée par :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 1.05 + 2.649 \times 0,03 = 1.112 \text{ KN.m} \Rightarrow M_f = 1.112 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de μ**

$$\mu_b = \frac{Mf}{b d f_{bu}} = \frac{1.112 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392$$

$\mu_b = 0.012 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

c) Calcul à la flexion composée (Armatures réelles)

$$A = A_f - \left(\frac{N_u}{\sigma_s} \right) \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0.40 - \frac{2.649 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.324 \text{ cm}^2.$$

III-1-3-2 vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/Art4.2.1)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow$ La section n'est pas vérifiée

Donc on adopte une section : $A = A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_{\min} \leq (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

❖ Vérification au cisaillement

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}.$$

n : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 2,07 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée.

III-1-4 vérification à L'ELS

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ Dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min\{201.63, 266.6\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.920$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{700}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 47.32 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ Dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{0.02} \times 47.32 = 0.946 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

III-1-5 Vérification de l'acrotère au séisme

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **(4-1) du RPA99** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,30$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$W_p = 1,962 \text{ KN/mL}$

D'où : $F = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 1,962 = 0,942 < 1 \text{ KN/ml}$

Condition vérifiée

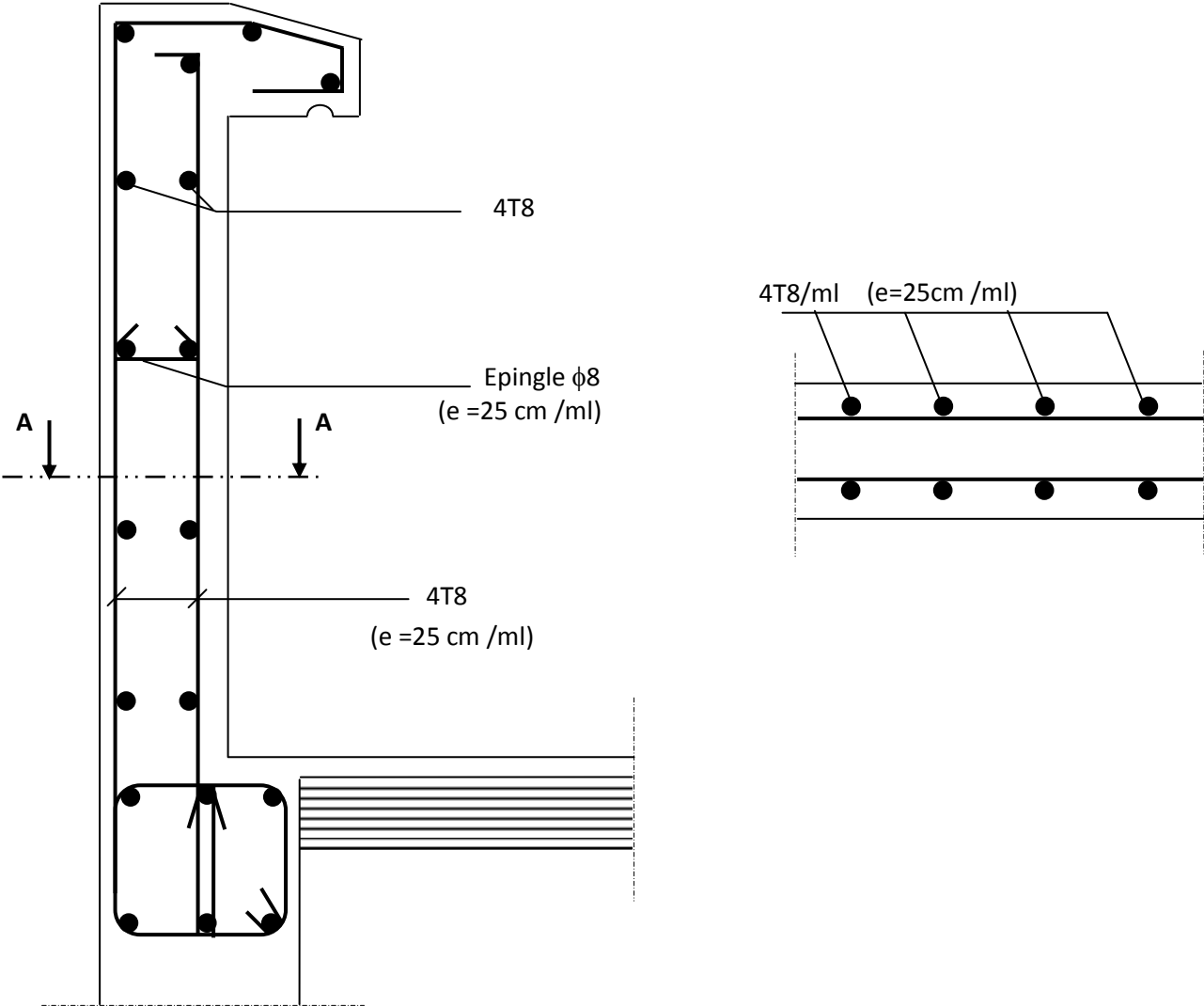


figure III-4: Ferrailage de l'acrotère.

III -2 Calcul des planchers

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux associés à des poutrelles préfabriquées, qui seront disposées suivant le sens de la plus petite portée.

III-2-1 calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles plus égales:

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / mL$$

$L = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles.

Soit $A_{\perp} = 6T6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6T6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

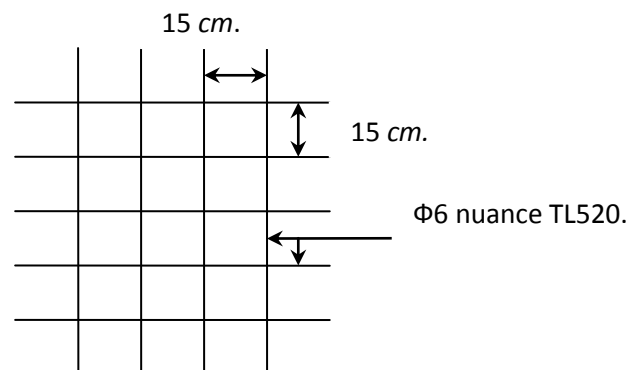


figure III-5 : Treillis soudés (150×150) mm².

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance **TLE 520** de dimensions **(6x6x150x150)**.

III-2-2 Etude de la poutrelle

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

III-2-2-1 Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

La poutrelle préfabriquée est considérée comme ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95 KN/m²** et celui de la main d'œuvre

❖ Poids propre de la poutrelle

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$$

❖ Poids du corps creux :

$$G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN / ml}$$

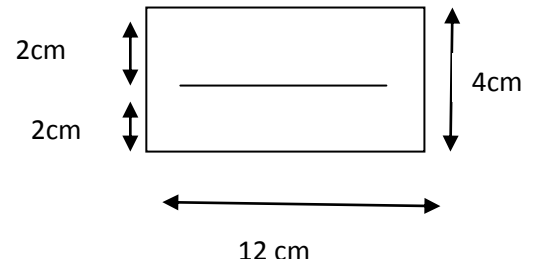
$l = 65 \text{ cm}$; largeur de l'hourdis

❖ Poids totale

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

❖ Surcharge de l'ouvrier

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$



1) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration préjudiciable.

• Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$l = 3.65 - 0.35 = 3.65 \text{ m}$$

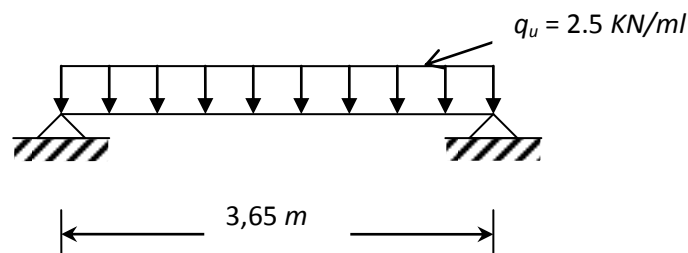


figure III-6 : Schéma de calcul de la poutrelle.

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3,65)^2}{8} = 4.16 \text{ KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.65}{2} = 4,562 \text{ KN}$$

2) Ferrailage

$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d : hauteur utile).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.562 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6,693$$

$\mu_u = 6,693 \gg 0,392 \longrightarrow$ La section est doublement armée.

Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

III-2-2-2 Etape après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charge permanente : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.57 \text{ KN / ml}$.
- charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN / ml}$.

• **Dimensionnement de la poutrelle (article A.4.1/B.A.E.L 91)**

h : hauteur de la poutrelle (**16+4**)

h_0 : hauteur de la dalle de compression (**$h_0= 4$**)

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

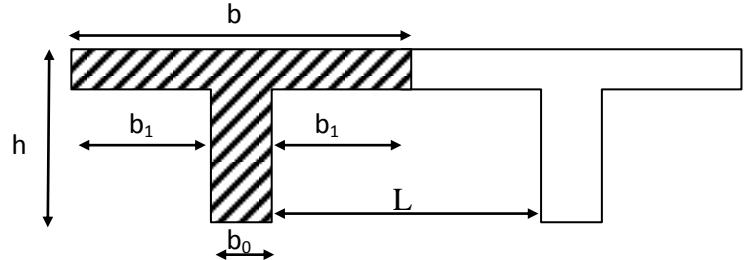
L : portée libre entre nus.

$$L = 3.20 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min \{ 26.5; 32; 32 \}$$

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

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$



3) Charges

- Charge permanente : $G = 5.50 \times 0.65 = 3.57 \text{ KN / ml}$.

- charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN / m}$

• **Combinaison d'actions**

$$ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.28 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4.54 \text{ KN/ml}$$

❖ **Choix de la méthode, Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Article B.6.2,210/BAEL91 modifié99)**

1) La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale

au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 :

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \longrightarrow Q = 1.5 \text{ KN} < \max \{ 2G = 11 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \Rightarrow$$

Condition vérifiée

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow Condition vérifiée.

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3.65}{3.65} = 1.00 \\ \frac{3.65}{2.65} = 1.37 \\ \frac{2.65}{2.15} = 1.00 \end{array} \right\} 0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs alors le calcul se fera avec la méthode des trois moments.

❖ **Principe de la méthode :**

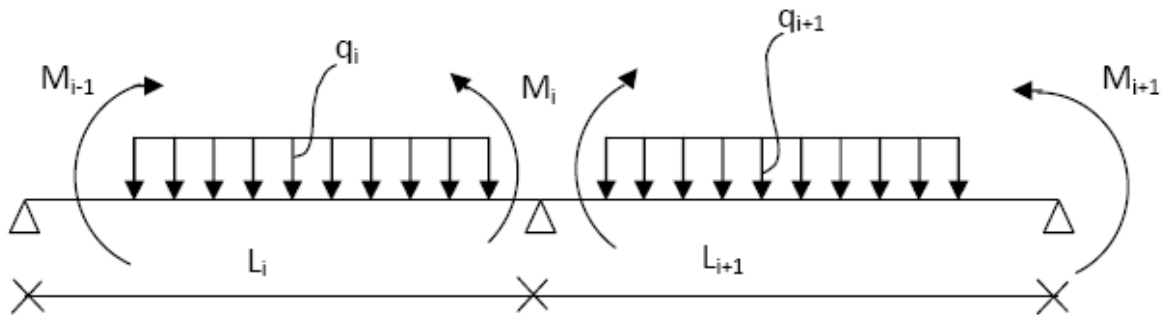


figure III.8 : Exposition de la méthode des trois moments

✓ **Aux appuis**

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\left(\frac{q_i L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}\right)$$

✓ **En travée :**

$$M(X) = \mu(X) + M_i \left(1 - \frac{X}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{X}{L_i} \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X) = \frac{qL_{i+1}}{2} \cdot X - \frac{q}{2} X^2$$

$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébrique sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

- **Efforts tranchants :**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour } X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

- **Charges et surcharges :**

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le plus défavorable chargé .dans notre cas les planchers d'étage de service (bureau).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids du plancher : } G = 5.5 \times 0.65 = 3,575 \text{ KN/ml} \\ \text{charge d'exploitation : } Q = 2,5 \times 0.65 = 1,625 \text{ ml} \end{array} \right.$$

- **Combinaison d'actions :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,263 \text{ KN/ml.} \\ \text{L'ELS : } q_s = G + Q = 5,2 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- **Moments aux appuis :**

$$4M_1 + M_2 = -49.04$$

$$3,65M_1 + 12.6M_2 + 2.65M_3 = -122.076$$

$$2.65M_2 + 9.6M_3 + 2.15M_4 = -52,54$$

$$2.15 M_3 + 4,3 M_4 = -18.045$$

- **La résolution du système nous donne :**

$$M_1 = -9.370 \text{ml}$$

$$M_2 = -8.301 \text{KN.ml}$$

$$M_3 = -3.068 \text{KN.ml}$$

$$M_4 = -4.255 \text{KN.ml}$$

Les moment calculé par la méthode des trios moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de sa faible résistance a la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.

Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis

Moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = -9.703 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -8.633 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -3.394 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -0.872 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -4.588 \text{KN.m}$$

Moments aux travées :

$$\text{Travée (1-2)} ; X_1 = 1.865 \Rightarrow M_{\max} = 3.296 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} ; X_2 = 2.020 \text{m} \Rightarrow M_{\max} = 6.719 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} ; X_3 = 1.454 \text{m} \Rightarrow M_{\max} = 4.683 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} ; X_5 = 0.840 \text{m} \Rightarrow M_{\max} = 2.059 \text{KN.m}$$

Moments corrigés en travées :

$$\text{Travée (1-2)} ; X_1 = 1.865 \text{m} \Rightarrow M_{\max} = 3.629 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} ; X_2 = 2.020 \text{m} \Rightarrow M_{\max} = 7.052 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} ; X_3 = 1.454 \text{m} \Rightarrow M_{\max} = 5.016 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} ; X_4 = 0.840 \text{m} \Rightarrow M_{\max} = 2.392 \text{KN.m}$$

Les efforts tranchants :

$$\text{Travée 1-2 : } \begin{cases} T_w = 13.73 \text{ KN} \\ T_e = -13.14 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (2-3) :

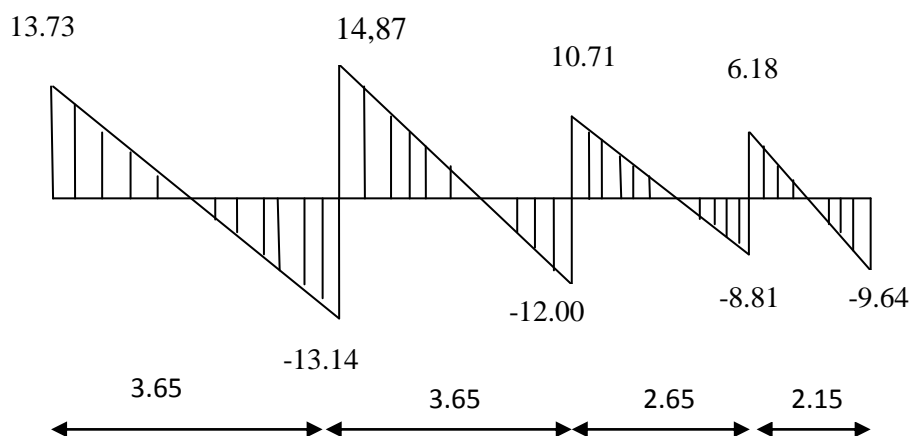
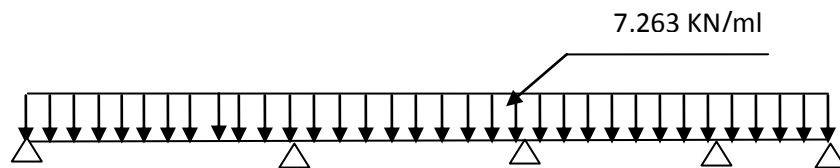
$$\begin{cases} T_w = 14,87 \text{ KN} \\ T_e = -12.00 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (3-4)

$$\begin{cases} T_w = 10.71 \text{ KN} \\ T_e = -8.80 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (4-5)

$$\begin{cases} T_w = 6.18 \text{ KN} \\ T_e = -9.64 \text{ KN} \end{cases}$$

**Le diagramme des efforts tranchants a l'ELU**

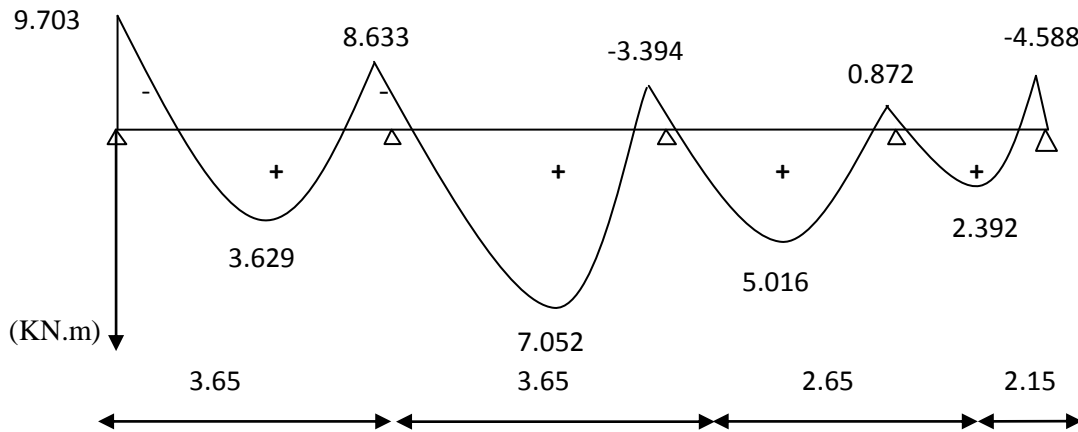


Diagramme des moments fléchissant e à l'ELU (en KN.m).

III .2.3- Calcul des armatures

Armatures longitudinales

✓ En travées

Le moment maximal en travée

$$M_{tmax} = 7,052 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

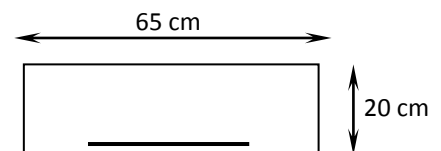
$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bc} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,1) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.052 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,024$$



$$\mu = 0,024 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{7.052.10^3}{0,988.18.348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$A_{st}=1.084 \text{ cm}^2$ on adopte : 3HA10 = 2.35 cm

✓ **Aux appuis :**

Le moment maximal aux appuis

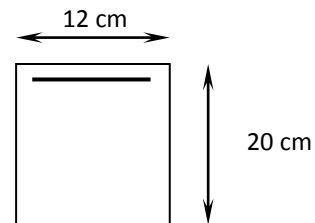
$$M_a^{\max} = 9.703 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.703 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,175 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,175 \rightarrow \beta = 0,902$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.703 \times 10^3}{0,902 \times 18 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$



Soit : $A^a = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par : **(BAEL. Art .A.7.2.1)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

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

On choisi un cadre Ø8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement entre cadre :**

$$St_1 \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{2 \times 400}{0,4 \times 12} = 166,67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t_1}, S_{t_2}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

III-2-4-Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité

On doit vérifiée que $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}$$

- **En travée:** $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art .5.211/BAEL91modifié 99) :

$$T_{u \max} = 14.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 d} = \frac{14.87 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.688 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_u = 0.688 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

(Art .5.211/BAEL91modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad \text{pour les hautes adhrances}$$

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

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

Avec : U_i : périmètre utile de la barre $U_i = n\pi\phi = 2\pi \times 1,2 = 7,54 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{14,87 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,4} = 1,217 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,217 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

➤ La longueur de sellement :

Elle correspond à la longueur d'aciers nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée .

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec $\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 2,83 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $Fe400$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91(art.A6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_0 = 0,4 \times L_s = 16,96 \text{ cm}$$

Avec :

L_0 : Longueur hors crochets normaux adopté

➤ Vérification de l'effort tranchant :

1-Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(14,87 + \frac{-9,703}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,29 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{donc les armatures calculées sont suffisantes .}$$

2-Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0,4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) x a x b_o \quad \text{avec } (a=0,9d=0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm})$$

$$0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) x a x b_o = 0.4 \left(\frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} \right) x 16.2 x 12 x 10^2 = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 14.87 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

III-2-5-Vérification à L'ELS :

Les vérifications doivent se faire à différentes états :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation

➤ Etat limité de compression du béton :

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A^a}{b_a d} = \frac{100 x 2.26}{12 x 18} = 1.05 \Rightarrow \{\beta_1 = 0.858, k_1 = 20.21\}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{9.703 \times 10^3}{0.891 \times 18 \times 2.26} = 278 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{278}{20.21} = 13.75 \text{ MPA} < f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• en travées :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b_a d} = \frac{100 x 2.35}{12 x 18} = 1.088 \Rightarrow \{\beta_1 = 0.856, K_1 = 19.762\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.052 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.53} = 180.90 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180.90}{19.762} = 9.15 \text{ MPA} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire (fissuration est peu préjudiciable).

➤ **Etat limite de déformation : [2] (Art.6.8.424 page 172)**

Cet état se justifie par un calcul à la flèche, toute fois il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1)- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} . \text{ Avec : } h_t=20\text{cm ; } l=3.65 \text{ m.}$$

$$2)- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10 \times M_0} : \text{ Avec : } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} .$$

$$3)- \frac{A}{b_0} \times d \leq \frac{4,2}{f_e} . \text{ Avec : } A : \text{ section d'armature en travée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée :

III-2-6-Le calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

M_t^s : moment fléchissant maximum en travée

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation différée (E_v : 10818 ,865MPa)

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 1081886 \text{ MPa}$$

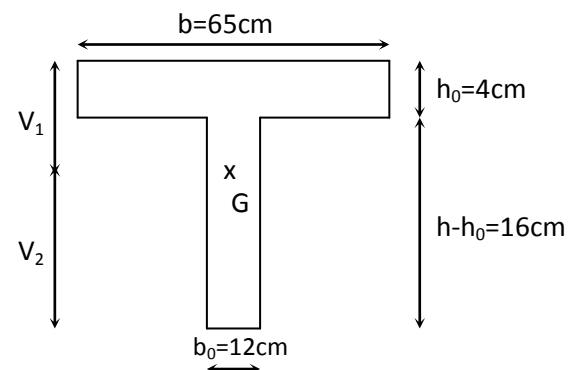
I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} \Rightarrow$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{Avec: } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$



Calcul des paramètres : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^s l^2}{10 E_v I_f^v}$$

$$f_i = \frac{M_t^s l^2}{10 E_i I_f^i} < \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \cdot 235 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \quad \beta_1 = 0,982 \rightarrow$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,011} = 1,64$$

La Contrainte dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,052 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,35} = 157,69 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,43 ; 0\} = 0,43$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 1,64 \times 0,43} = 12816,26 \text{ cm}^4$$

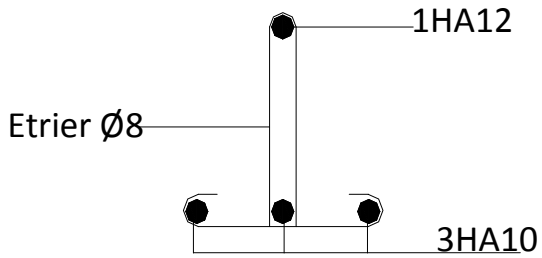
D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

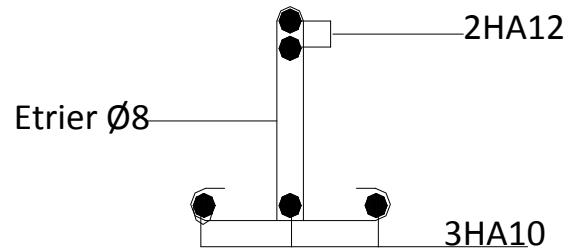
$$f = \frac{7,052 \times 10^6 \times 3650^2}{10 \times 10818,86 \times 13979,4 \times 10^4} = 6,21 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7,3$$

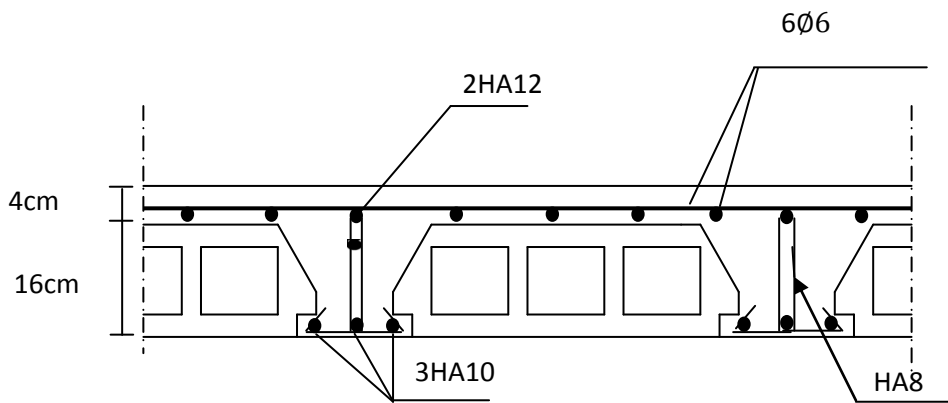
$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B



Plan de ferrailage du plancher

III-3 calcul des balcons

III-3-1 Introduction

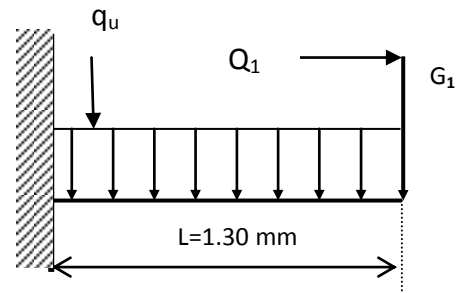
Le balcon se calcul comme une console encastrée dans le plancher ; soumise à des charges permanentes G , au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q_1 due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré à la figure suivante :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle

G_1 : charge permanente du garde corps

Q_1 : surcharge du garde corps



figureIII-14 : schéma statique de calcul.

III-3-2) Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon} = 1.30 \text{ m}$$

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

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

III-3-3) Détermination des sollicitations :

a) charge permanente de la dalle (G) :

-carrelage (2cm)	0,44KN/m ²
-Mortier de pose (2cm)	0,44 KN/m ²
-couche de sable (2cm)	0,36 KN/m ²
-poids propre de la dalle pleine (15cm).....	25x0.15x 1=3,75 KN/m ²
-enduit de ciment (2 cm).....	0,44 KN/m ²

$$G = 5,43 \text{ KN/m}^2.$$

b) charge permanente du garde corps (G_1) :

-Enduit ciment $0.44 \times 2 = 0.88 \text{ KN/ml}$

-Maçonnerie: 0.9 KN/ml

Donc $G_1 = 1.78 \text{ KN/ml}$

c) surcharge d'exploitation de la dalle (Q) :

$Q = 3, 5 \text{ KN/ml}$. (DTR B.C.2.2)

d) Surcharge due à la main courante (Q_1) :

$Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$

- **.Combinaisons de charges**

ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q = [1,35(5,43) + 1,5(3,5)] \times 1\text{m} = 12.58 \text{ KN/ml}$.

$1,35G_1 = 1,35 \times 1.78 = 2.40 \text{ KN/ml}$.

$1,5Q_1 = 1,5 \times 1 = 1, 5 \text{ KN/ml} \Rightarrow N_u = 1,5 \text{ KN}$.

$\Rightarrow Q_u = 12,58 + 2.40 + 1,5 = 16.48 \text{ KN/ml}$.

$\Rightarrow M_u = Q_u L^2/2 = 16.48(1.30)^2/2 = 14.09 \text{ KN.m}$

- **.Centre de poussée:**

$e_u = M_u / N_u = 14.09/1,5 = 9.39\text{m}$.

$h/2 - c = 15/2 - 2.5 = 5\text{cm} < e_u$

\Rightarrow le centre de poussée se trouve à l'extérieur de la section avec un effort de traction.

\Rightarrow Donc la section est partiellement comprimée **SPC**.

ELS: $q_s = G + Q = (5, 43 + 3, 5) \times 1\text{m} = 8.93 \text{ KN/ml}$.

$G_1 = 1.78 \text{ KN/ml}$.

$Q_1 = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow N_s = 1\text{KN}$.

$\Rightarrow Q_s = 8.93 + 1.78 + 1 = 11.71 \text{ KN/ml}$.

$\Rightarrow M_s = Q_s L^2/2 = 11.71(1,30^2)/2 = 9.89\text{KN.m}$.

- **Centre de poussée:**

$e_s = M_s / N_s = 9.89/1 = 9.89\text{m}$.

III-3-4 Ferrailage

Le ferrailage consiste à étudier une section rectangulaire (bxh) soumise à une flexion composée.

- **Armatures principales**

La section d'action est calculée comme suit :

$$A = A_f + N_u / s$$

Avec :

A_f : armatures en flexion simple.

• **Calcul de A_f**

$$M_f = N_u (e_u - h/2 + c) = 1,5(9.39 - 0,15/2 + 0,025) = 14.01 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = M_f / b d^2 f_{bc} = 14.01 \cdot 10^5 / (100 \times 12.5^2 \times 14.2 \cdot 10^2) = 0,063 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,063 \Rightarrow \beta = 0.968.$$

$$A_f = M_f / (\beta d f_c / \gamma_s) = 14.01 \times 10^3 / (0,968 \times 12.5 \times 348 \times 100) \Rightarrow A_f = 3.33 \text{ cm}^2$$

D'ou:

$$A = A_f + N_u / \sigma_s = 3.33 + (1,5 \times 10^3) / 348 \times 10^2 = 3.37 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **5HA12 = 5.65 cm² avec St=20cm.**

• **Armatures de répartition**

$$A_r = A/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons **4AH10= 4.13cm² avec St=25cm.**

III-3-5 Vérifications des contraintes à l'ELU

• **Condition de non fragilité du béton**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_c [(e_s - 0,455d)/(e_s - 0,185d)]$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12.5 \times 100 \times 2.1/400 \times [(84.3 - 0.455 \times 12.5)/(84.3 - 0.185 \times 12.5)]$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

• **Vérification au cisaillement**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = \min (2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d).$$

$$V_u = Q_u \times L = 16.68 \times 1,30 = 21.68 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 21.68 \times 10^3 / (125 \times 1000) = 0,173 \text{ MPa.}$$

• **Adhérence des barres**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i \quad \text{somme des périmètres utile des armatures}$$

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 21,684 \times 10^3 / (0,9 \times 125 \times 188,5) = 1,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \phi f_c / 4 \bar{\tau}_s$$

$$\text{Avec: } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = 1,2.400 / 4,2, 835$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } L_s = 42 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit la longueur hors du crochet égal à : } l_s = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_s = 117 \text{ cm.}$$

III-3-6 Vérifications des contraintes à

➤ I'ELS

$$f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12,5} = 0,452 \Rightarrow, \text{ des annexes on tire les valeurs de } \beta_1 \text{ et } K_1$$

$$\beta_1 = 0,898$$

$$K_1 = 34,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{10020}{0,898 \times 12,5 \times 5,65} = 157,99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition vérifiée}$$

➤ Béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{34.02} \times 157.99 = 4.64 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 3.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales **5HA12 esp=20cm**
- Armatures de répartitions **5HA10 esp=20cm**

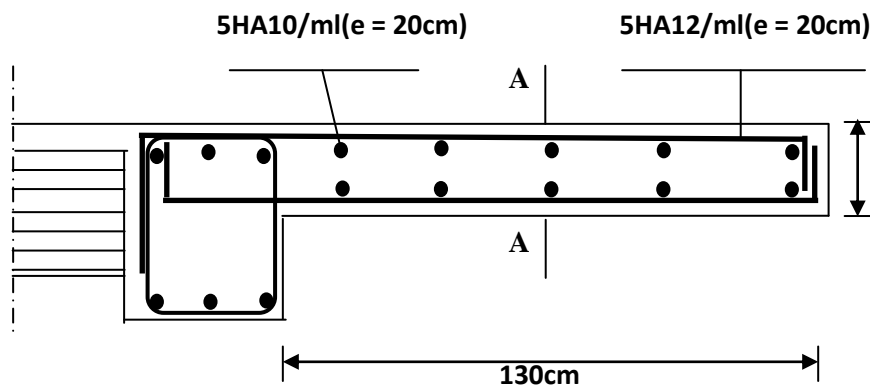
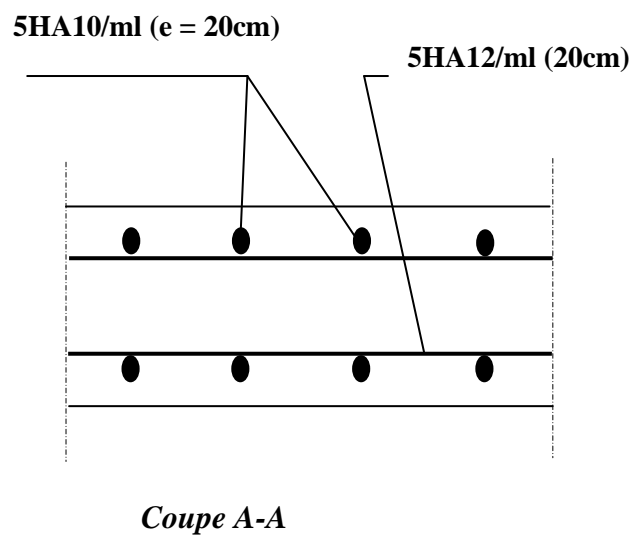


figure III-15: plan du ferrailage du balcon

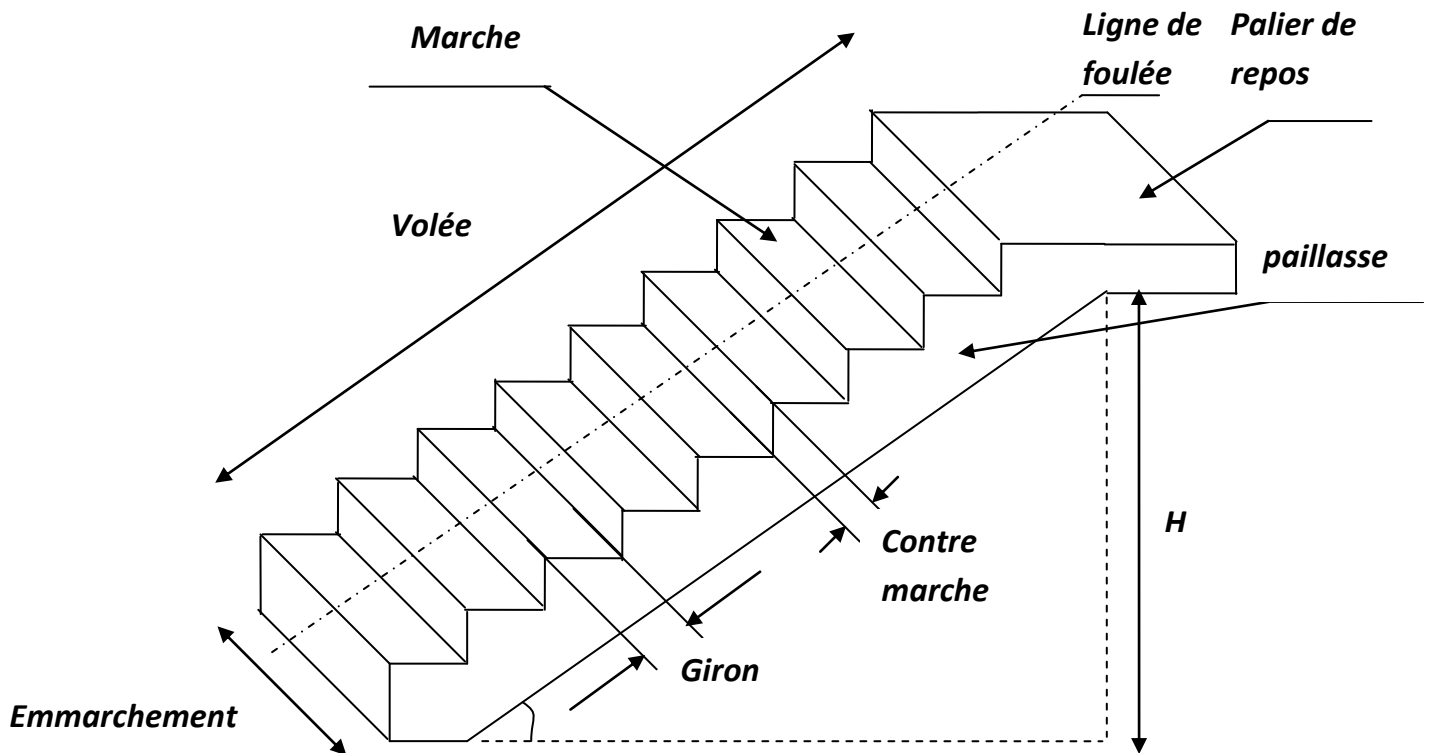


III-4 Escaliers

III-4-1 Définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.



: figure III-16 : schéma d'escalier en perspective.

G : giron

h : hauteur de contre marche

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

III-4-2 Calcul de l'escalier

Notre structure comprend un escalier à deux paillasse différentes avec un palier intermédiaire pour chaque niveau.

1^{er} volée a des appuis simple d'hauteur $H_1=1.7$ m

2^{em} volée a des appuis simple d'hauteur $H_2=1.53$ m

1^{er} volée a des appuis simple d'hauteur $H_1=1.70$ m

a. Dimensions des escaliers :

Hauteur de marche : $h = 17$ cm

Nombre de contre marche : $n \geq \frac{H}{h} \geq \frac{170}{17} \Rightarrow n \geq 10$

On prend : $n=10$ contre marches

Donc, $(n-1) = 9$ marches réparties sur 1^{er} volée.

- On a le giron :

$g + 2h \leq 66$ cm donc $g \leq 66 - (2 \times 17) = 32$ cm

$\Rightarrow g = 30$ cm

b. Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$g + 2h = 64$ cm \Rightarrow condition vérifiée.

c. dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

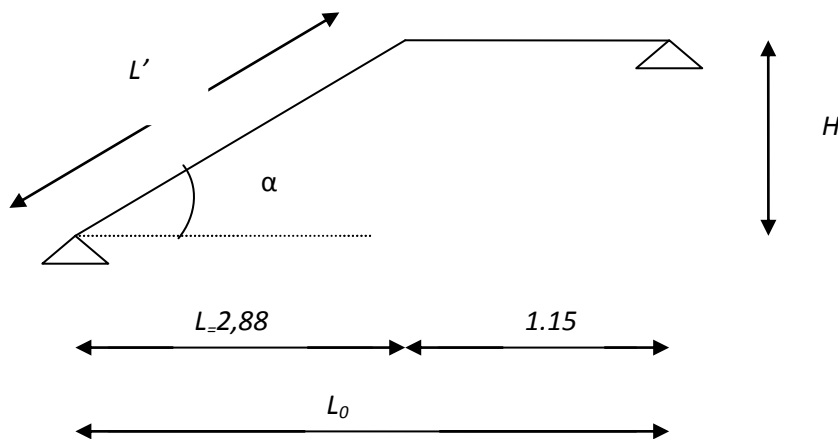


figure III-17 : Schéma statique.

Avec :

$L_0 = L' + L_{\text{palier}}$

L' : la portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

Nous avons :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{288} = 0.590 \Rightarrow \alpha \approx 30.55^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.86$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{288}{0.86} = 334.48 \text{ cm}$$

$$L_0 = 334.48 + 115 = 449.88 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{449.88}{30} \leq e_p \leq \frac{449.88}{20} \Rightarrow 14.99 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.49 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de $e_p = 20$ cm pour la paillasse et le palier.

III-4-3 Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour un mètre d'embranchement et 1ml de projection suivant l'horizontal.

Aussi, l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

❖ Charges permanentes

• Paillasse

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.2 \times 1}{\cos 30.55^\circ} = 5.81 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre des marches : } \frac{25 \times 0.17 \times 1}{2} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des revêtements : } 1.66 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du garde du corps : } 0.2 \times 1 \text{ m} = 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La charge totale de la paillasse } 5.81 + 2.125 + 1.66 + 0.2 = 9.79 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 9.79 \text{ KN/m}$$

• Palier

$$\text{- Poids propre du palier : } 25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids propre du revêtement : } 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- La charge totale du palier : } G_{\text{palier}} = 5 + 1.66 = 6.66 \text{ KN/ml}$$

❖ charge d'exploitation

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

$$Q = 4 \times 1 = 4 \text{ KN/ml}$$

III-4-4 Combinaison des charges et surcharges➤ **État limite ultime : ELU**

$$\text{Paillasse : } q_{u1} = 1.35 \times 9.81 + 1.5 \times 4 = 19.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.66 + 1.5 \times 4 = 14.99 \text{ KN/ml}$$

➤ **État limite de service : ELS**

$$\text{Paillasse : } q_{s1} = G + Q = 13.81 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{s2} = G + Q = 10.66 \text{ KN/ml}$$

III-4-5 ferrailage à l'ELU**Calcul des réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 72,65 \text{ KN} .$$

$$\sum M / A = 0 ; \quad R_B = 34,57 \text{ KN} .$$

$$\sum M / B = 0 ; \quad R_A = 38,08 \text{ KN} .$$

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 2,88\text{m}$

✓ **Efforts tranchants**

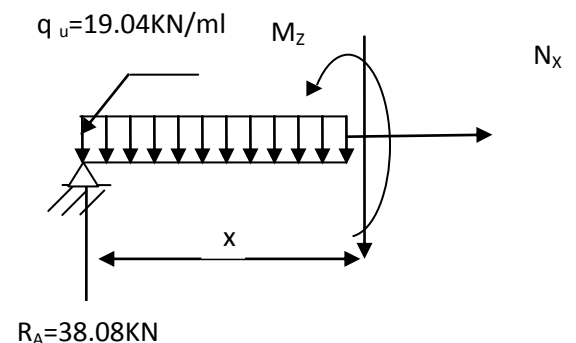
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \quad T_Y(x) = -19.24x + 38.08$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow \quad T_Y(0) = 38.08 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2.88\text{m} \Rightarrow \quad T_Y(2.88) = -17.33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M_Z(x) = -9.62x^2 + 38.08x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow \quad M_Z(0) = 0 \\ \text{Pour } x=2.88\text{m} \Rightarrow \quad M_Z(2.88) = 29.88 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$



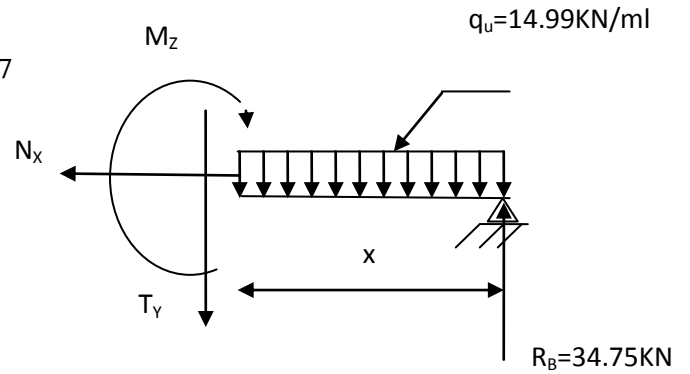
✓ **Moment maximum**

Pour $x=1.97\text{m} \Rightarrow T_Y(x)=0 \Rightarrow M_{\max}=37.88 \text{ KN. m}$

Tronçon BC: $0 \leq X \leq 1.15\text{m}$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T_Y(x) = -14.99x + 34.57$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_Y(0)=34.57\text{KN} \\ \text{Pour } x=1.15\text{m} \Rightarrow T_Y(1.15)=-17.33\text{KN} \end{array} \right.$$

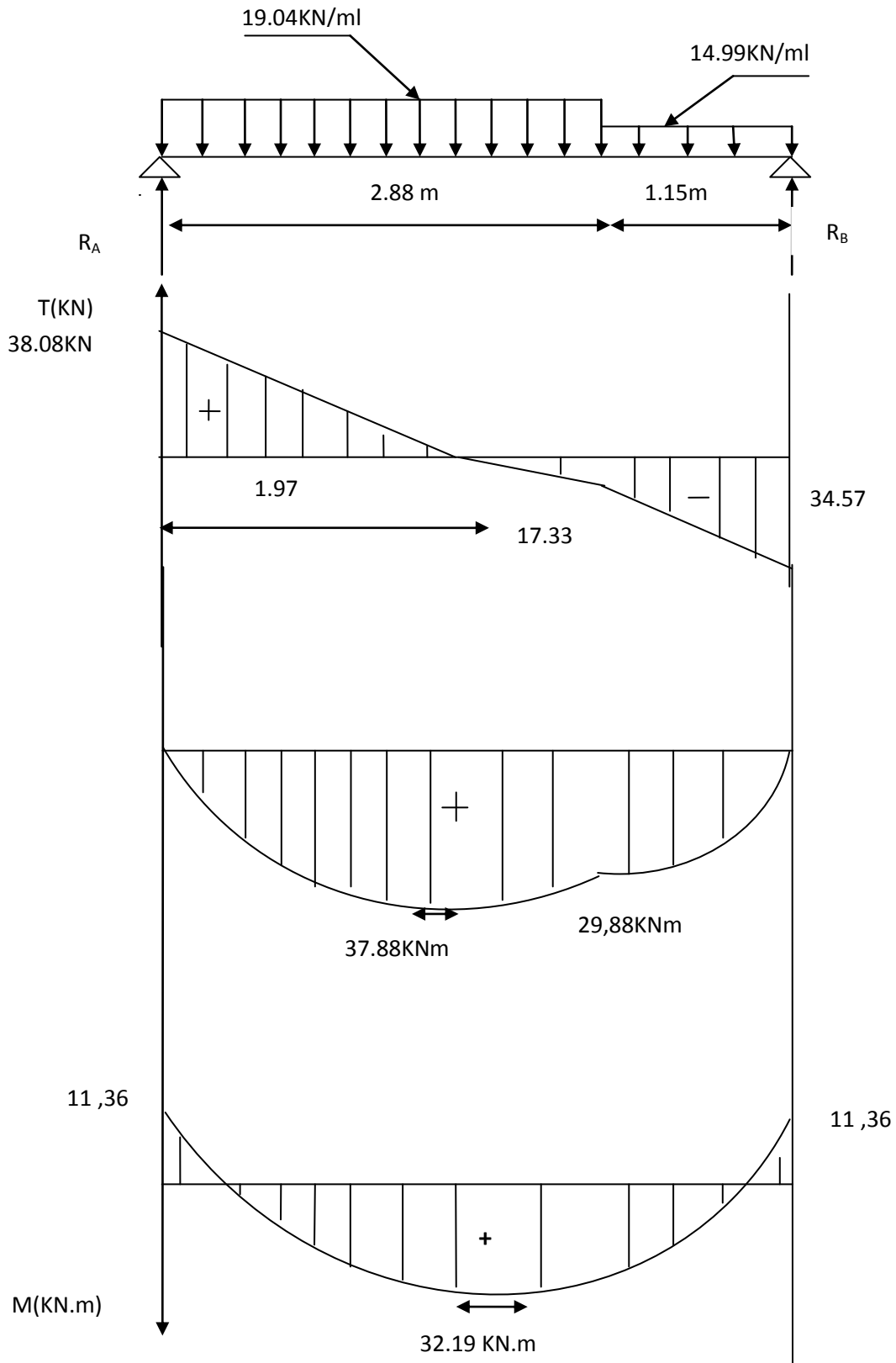
✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M_Z(x) = -7.49x^2 + 34.57x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow M_Z(0)=0 \\ \text{Pour } x=1.15\text{m} \Rightarrow M_Z(1.15)=29.88 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

Les diagrammes des efforts internes

Les différents diagrammes donnant les efforts internes sont montrés à la figure III. 19



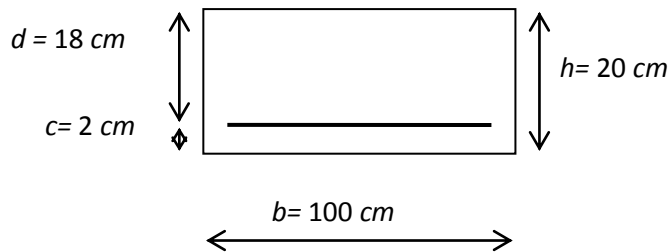
Diagrammes des efforts internes a L'ELU

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M^A = 0.3M_Z = -0.3 \times 37.88 = -11.36 \text{KN.m}$$

$$M^T = 0.85M_Z = 0.85 \times 37.88 = 32.19 \text{KN.m}$$

III-4-6 Calcul d'armature (ferraillage à l'ELU)

- **Sur appuis**

$$M_a = 11.36 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

$$u_b = \frac{M_a}{d^2 \times b \times f_{bu}} = \frac{11.36 \times 3}{100 \times 10^2 \times 14.2} = 0.024$$

$u_b = 0.024 \Rightarrow u_b \leq 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$u_b = 0.024 \Rightarrow B = 0.987$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{b \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{11.36 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.845 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 1.85 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,92 cm²** avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ra} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **En travée**

- Armatures principales

$$u_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.19 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$u_b = 0.07 \rightarrow B = 0.964$$

$$A_{ST} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,19 \times 10^3}{0,964 \times 18 \times 324} = 5.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 6\text{HA}12 = 6.75 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$

-Armatures de répartition

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.75}{4} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Soit $5\text{HA}10 \Rightarrow A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$

III-4-7 Vérification à l'ELU**a) Espacement des armatures****-Armatures principales**

$S_t < \min(3h; 33 \text{ cm})$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

et: $\min(3h, 33\text{cm}) = (3 \times 17; 33) = \min(51,33) = 33 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Armatures de répartition

$S_t < \min(4h; 45 \text{ cm})$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91)**- En travée :**

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

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,75 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Sur appuis :

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

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)**(Art A -5-1-1 / BAEL91)**

$$T_u^{max} = 38.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{38.08 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.211 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.211 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

III-4-8-1 Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 52,02 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0; \quad R_A \times 4.03 - 10.66 \times 1.15 \frac{1.15}{2} - 13.81 \times 2.88 \frac{2.88}{2} + 1.15 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 27,71 \text{ KN.}$$

$$R_B = 52.02 - 27.71 \Rightarrow R_B = 24,71 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 27,31 \text{ KN.} \\ R_B = 24,71 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III-4-8-2 Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.88m$

✓ **Efforts tranchants**

$$\sum Fx = 0 \Rightarrow T_Y(x) = -13.81x + 27.31$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_Y(0) = 27.31 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2.88m \Rightarrow T_Y(2.88) = -12.46 \text{ KN} \end{cases}$$

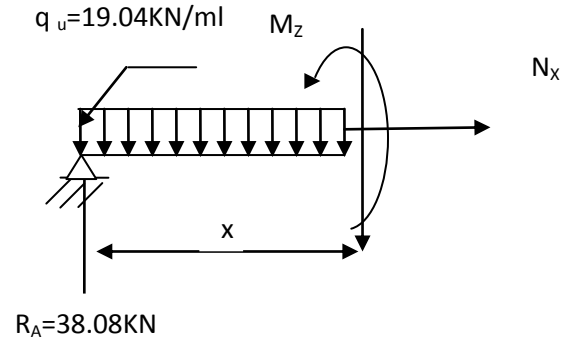
✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_Z(x) = -6.90x^2 + .27.31x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow M_Z(0) = 0 \\ \text{Pour } x=2.88m \Rightarrow M_Z(2.88) = 21.42 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

✓ **Moments maximum**

Pour $x=1.97m \Rightarrow T_Y(x)=0 \Rightarrow M_{\max} = 27.02 \text{ KN} \cdot m$



Tronçon BC: $0 \leq X \leq 1.15m$

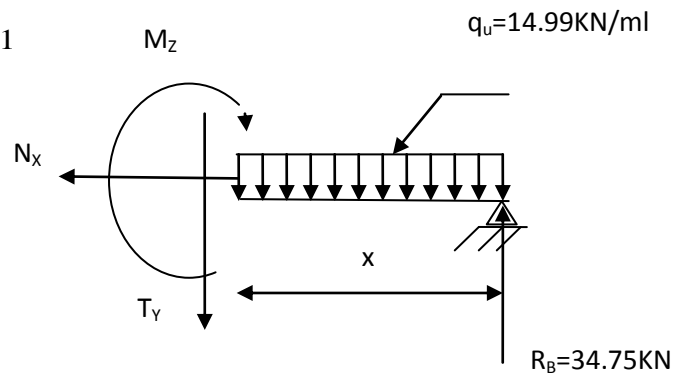
$$\sum Fx = 0 \Rightarrow T_Y(x) = -10.66x + 24.71$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_Y(0) = 24.71 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1.15m \Rightarrow T_Y(1.15) = -12.45 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Moments fléchissant**

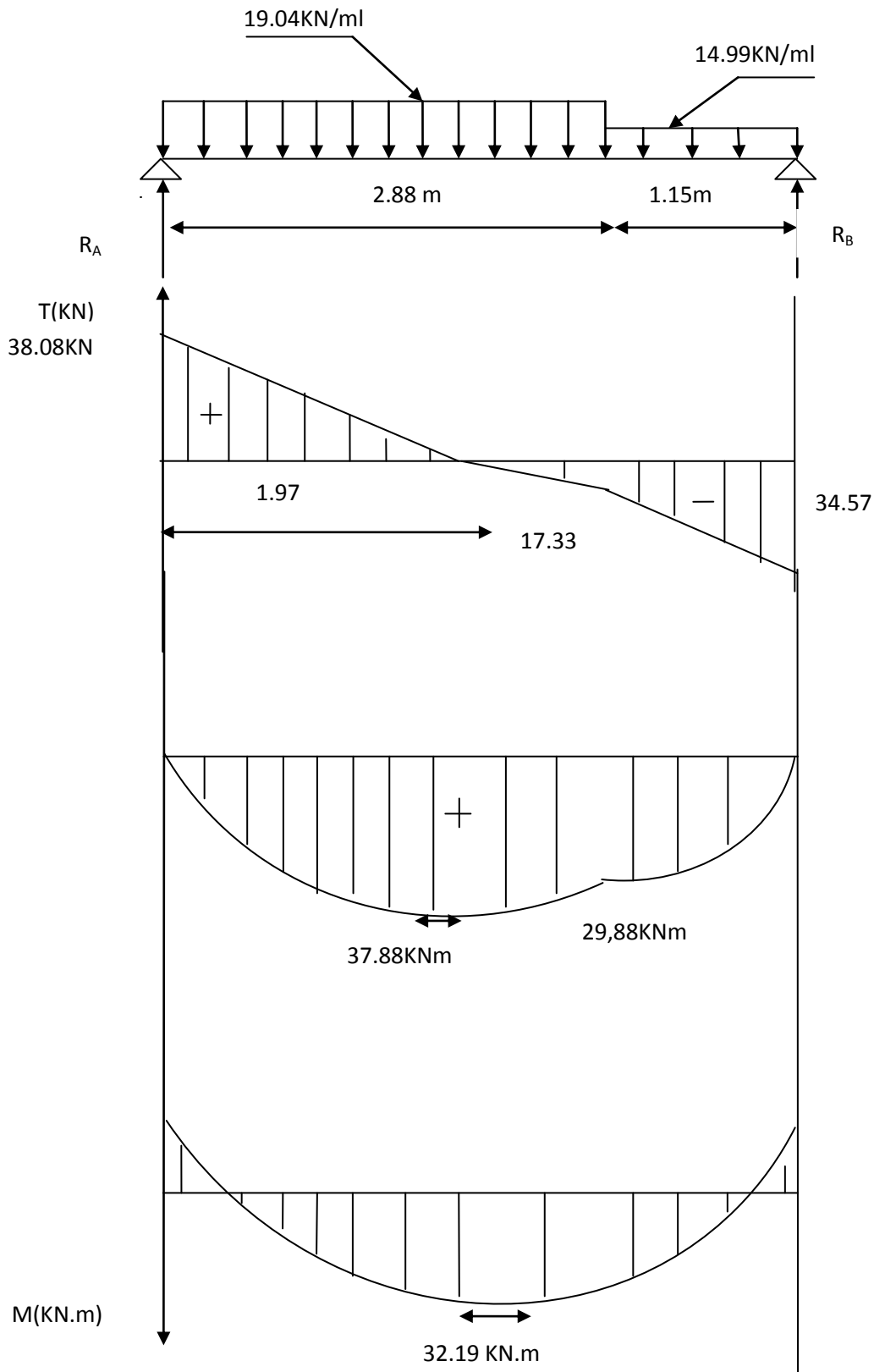
$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M_Z(x) = -5.33x^2 + 24.71x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow M_Z(0) = 0 \\ \text{Pour } x=1.15m \Rightarrow M_Z(1.15) = 21.36 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$



❖ Les diagrammes des efforts internes

Les différents diagrammes donnant les efforts internes sont montrés à la figure III-22



Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement, les moments en travée et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M^A = 0.3M_Z = -0.3 \times 27.02 = -8.10 \text{KN.m}$$

$$M_T = 0.85M_Z = 0.85 \times 27.02 = 22.96 \text{KN.m}$$

II-3-8-3 Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures**(Article 5.3.2/ BAEL 91)**

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-8-4 Vérification de la résistance à la compression du béton**(Article 4.5.2/ BAEL 91)**

On doit vérifier $\sigma_{bBC} \leq \overline{\sigma_{bBC}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bBC}} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Avec: $\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{BC}$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{M_S}{b_1 \times d \times A_S}$$

En travée**• Contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 6.75}{100 \times 18} = 0.375$$

$$\rho_1 = 0.375 \Rightarrow B_1 = 0.905 \Rightarrow K_1 = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{32.19 \times 10^3}{0.905 \times 18 \times 6.75} = 292.74 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 292.74 \text{MPa} \leq 348 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Contraintes dans le béton

$$\sigma_{bBC} \leq \overline{\sigma_{bBC}}$$

$$\overline{\sigma_{bBC}} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{BC} \Rightarrow \sigma_{BC} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{292.74}{37.63} = 7.77 \text{MPa}$$

$$\sigma_{BC} < \overline{\sigma_{bBC}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\rho_1 = 0.218 \Rightarrow B_1 = 0.925 \Rightarrow K_1 = 51.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.36 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 3.92} = 174.05 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.36 \times 10^3}{0.905 \times 18 \times 3.92} = 177.89 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 177.89 \text{MPa} \leq 348 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bBC} \leq \overline{\sigma}_{BC}$$

$$\overline{\sigma}_{BC} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = K_1 \times \sigma_{BC} \Rightarrow \sigma_{BC} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{177.89}{51.67} = 3.44 \text{MPa}$$

$$\sigma_{BC} < \overline{\sigma}_{BC} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (Article B6.5.2/ BAEL91)**

$$f_i = \frac{M_S \times L^2}{10E_i I F_i} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M_S \times L^2}{10E_i I F_v} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

f_i : La flèche instantanée.

f_u : La flèche à longue durée.

➤ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = bh + 15A$$

$$S = (100 \times 20) + (15 \times 6.75) = 2101.25 \text{cm}^2$$

$$B_0 = 2101.25 \text{cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (xx)**

$$S/XX = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S/XX = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.75 \times 18$$

$$S/XX = 21822.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S/xx}{B} = \frac{21822.5}{2101.25} = 10.38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.38 = 9.61 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité**

Avec:

B_0 : L'aire de la section homogénéisée.

M_S : moment fléchissant maximum à l'ELS

E_i, E_v : module de déformation déformée (respectivement instantané) de béton

I_{fi}, I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée. (respectivement instantanée)

ρ : Le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.75}{100 \times 18} = 0.003$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{ab_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003 \times (2 + \frac{a \times 100}{100})} = 7$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7 = 2.8$$

$$u = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 292.74 + 2.1} = 0.65$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} = \frac{1.1 \times 53316.84}{1 + 2.8 \times 0.65} = 20797.34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} = \frac{1.1 \times 53316.84}{1 + 7 \times 0.65} = 10567.30 \text{ cm}^4$$

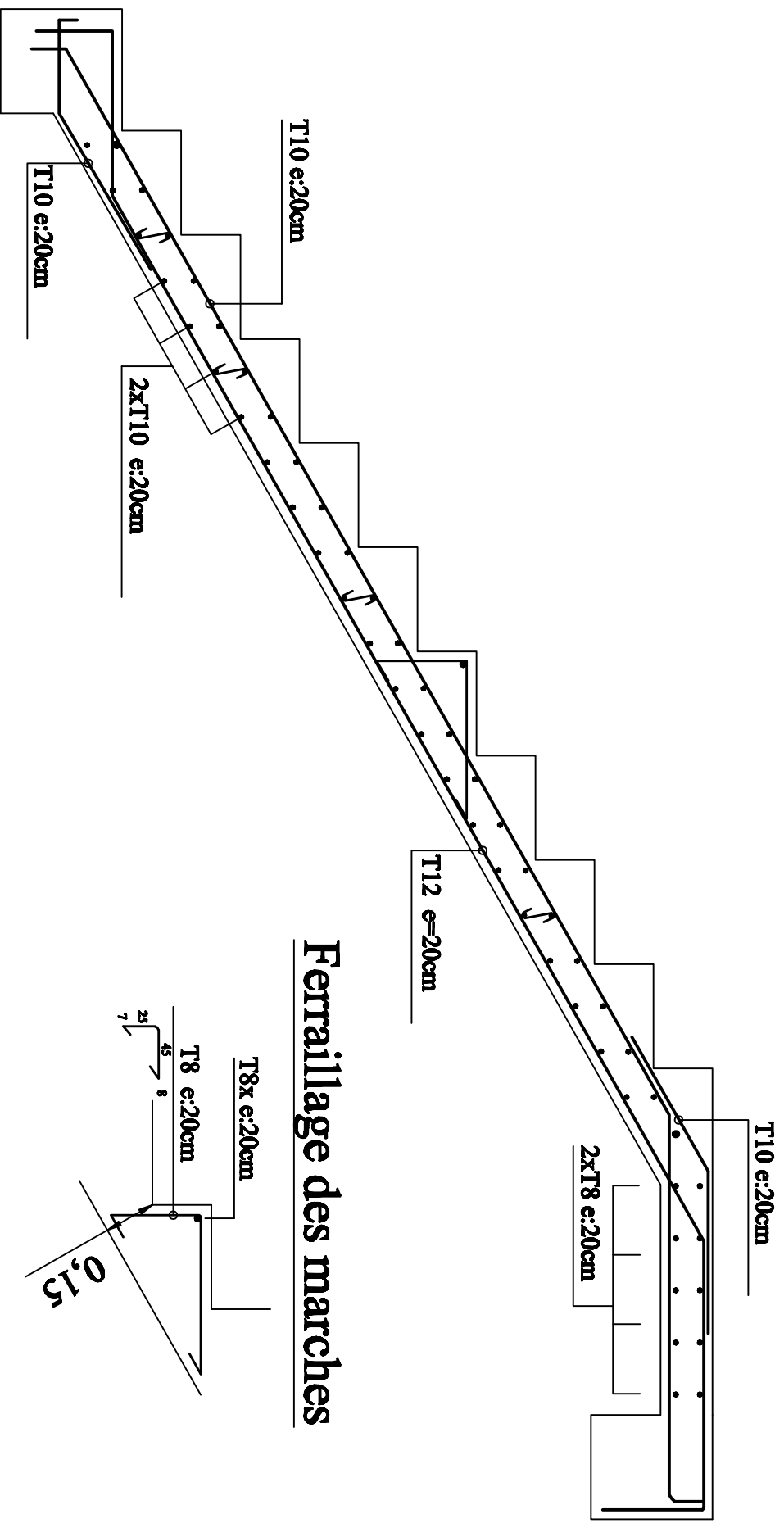
$$E_i = 32164.20 \text{ MPa}, E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{22.96 \times 403^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 10567.3 \times 2.1} = 0.52cm$$

$$f_i = 0.52cm \leq \bar{f} = \frac{403}{500} = 0.83cm \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{22.96 \times 10^3 \times 403}{10 \times 10818.86 \times 20797.34 \times 2.1} = 0.78cm$$

$$f_v = 0.78cm \leq \bar{f} = 0.83cm \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



Ferrailage des marches

ferrailage de la volée 01

❖ 2^{ème} volée a des appuis simple d'hauteur $H_2=1.36m$

▪ Calcul du nombre de contremarches (n)

Hauteur de marche : $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marche : $n \geq \frac{H}{h} \geq \frac{136}{17} \Rightarrow n = 8$

On prend : $n = 8$ contre marches

Donc, $(n-1) = 7$ marches réparties sur 2^{ème} volée.

La relation de BLONDEL est : $59\text{cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$.

-Vérification de la loi de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$.

$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

$g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$ donc $g \leq 66 - (2 \times 17) = 32 \text{ cm}$

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

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

$g + 2h = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

L'épaisseur de la paille est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

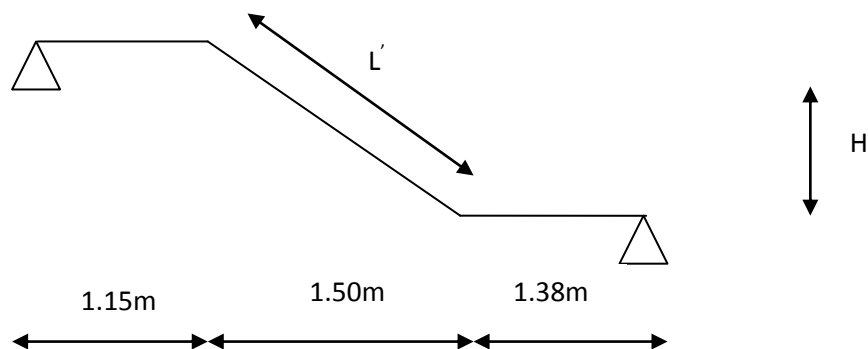


figure III-17 : Schéma statique.

Avec :

$$L_0 = L' + L_{\text{palier}}$$

L' : la portée de la paille

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

Nous avons :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{150} = 0.906 \Rightarrow \alpha \approx 42.19^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.74$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{150}{0.74} = 202.70 \text{ cm}$$

$$L_0 = 202.70 + 115 + 138 = 455.7 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{445.7}{30} \leq e_p \leq \frac{455.7}{20} \Rightarrow 15.19 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.78 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de $e_p = 20$ cm pour la paillasse et le palier.

III-4-3 Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour un mètre d'emmarchement et 1ml de projection suivant l'horizontal. Aussi, l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

❖ charges permanentes

• Paillasse

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.2 \times 1}{\cos 42.19^\circ} = 6.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids propre des marches : } \frac{25 \times 0.17 \times 1}{2} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids des revêtements : } 1.66 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids du garde du corps : } 0.2 \times 1 \text{ m} = 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- La charge totale de la paillasse } 6.75 + 2.125 + 1.66 + 0.2 = 10.73 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 10.73 \text{ KN/m}$$

• Palier

$$\text{- Poids propre du palier : } 25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids propre du revêtement : } 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- La charge totale du palier : } G_{\text{palier}} = 5 + 1.66 = 6.66 \text{ KN/ml}$$

❖ charge d'exploitation

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

$$Q = 4 \times 1 = 4 \text{ KN/ml}$$

III-4-4 Combinaison des charges et surcharges

➤ État limite ultime : ELU

$$\text{Paillasse : } q_{u1} = 1.35 \times 10.73 + 1.5 \times 4 = 20.48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.66 + 1.5 \times 4 = 14.99 \text{ KN/ml}$$

➤ État limite de service : ELS

$$\text{Paillasse : } q_{s1} = G + Q = 14.73 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{s2} = G + Q = 10.66 \text{ KN/ml}$$

III-4-5 ferrailage à l'ELU

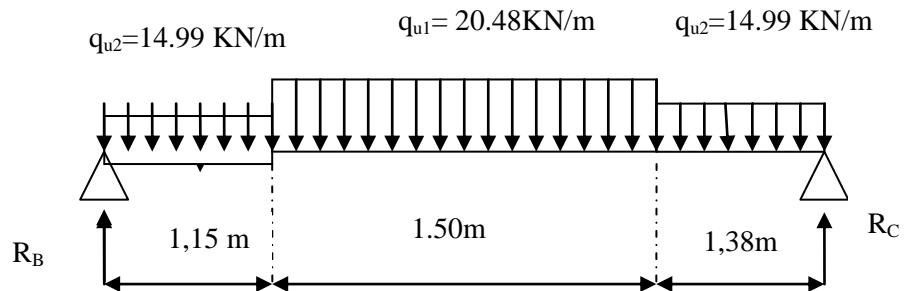


figure III-18: Schéma statique de calcul de à l'ELU.

- **Calcul des réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_B + R_C = 68.65 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_C = 34.08 \text{ KN.}$$

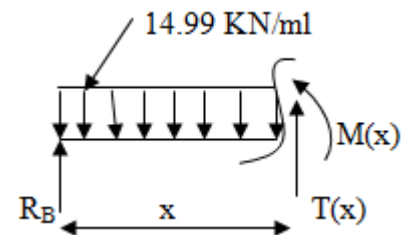
$$\sum M/C = 0 ; \quad R_B = 34.57 \text{ KN.}$$

➤ **1^{er} tronçon:** $0 \leq X \leq 1.15 \text{ m}$

- ✓ **Efforts tranchants**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow \quad T_Y(x) = -14.99x + 34.57$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow & T_Y(0) = +34.57 \text{ KN} \\ x=1.15 \text{ m} \Rightarrow & T_Y(1.15) = +17.33 \text{ KN} \end{cases}$$



- ✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = -7.495x^2 + 34.57x$$

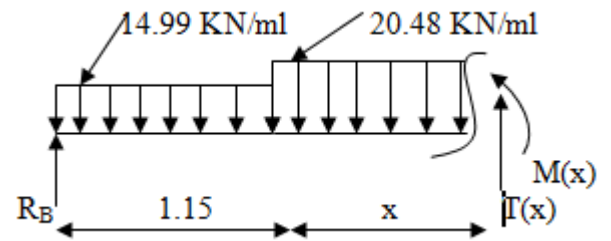
$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow & M_Z(0) = 0 \\ x=1.15 \text{ m} \Rightarrow & M_Z(1.15) = 29.84 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ **2^{ème} tronçon:** $1.15 \leq X \leq 2.65$ m

✓ **Efforts tranchants**

$$\sum F / x = 0; \quad T_Y(x) = -20.48x + 40.88$$

$$\begin{cases} x=1.15 \Rightarrow & T_Y(1.15)=+17.33\text{KN} \\ x=2.65\text{m} \Rightarrow & T_Y(2.65)=-13.39\text{KN} \end{cases}$$



✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M / i = 0; \quad M(x) = -10.24x^2 + 40.88x - 3.61$$

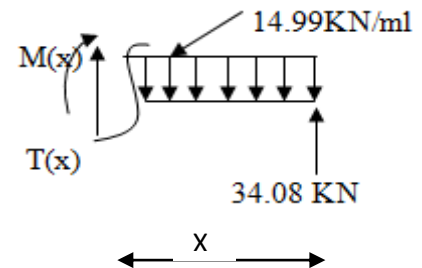
$$\begin{cases} x=1.15 \Rightarrow & M_Z(1.15)=29.85 \text{ KN.m} \\ x=2.65\text{m} \Rightarrow & M_Z(2.65)= 32.81\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **3^{ème} tronçon:** $0 \leq X \leq 1.38$ m

✓ **Efforts tranchants**

$$\sum F / x = 0; \quad T(x) = -34.08 + 14.99 x.$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow & T_Y(0) = -34.08\text{KN} \\ x=1.38\text{m} \Rightarrow & T_Y(1.38) = -13.39\text{KN} \end{cases}$$



✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M / i = 0; \quad M(x) = 34.08 x - 7.495 x^2.$$

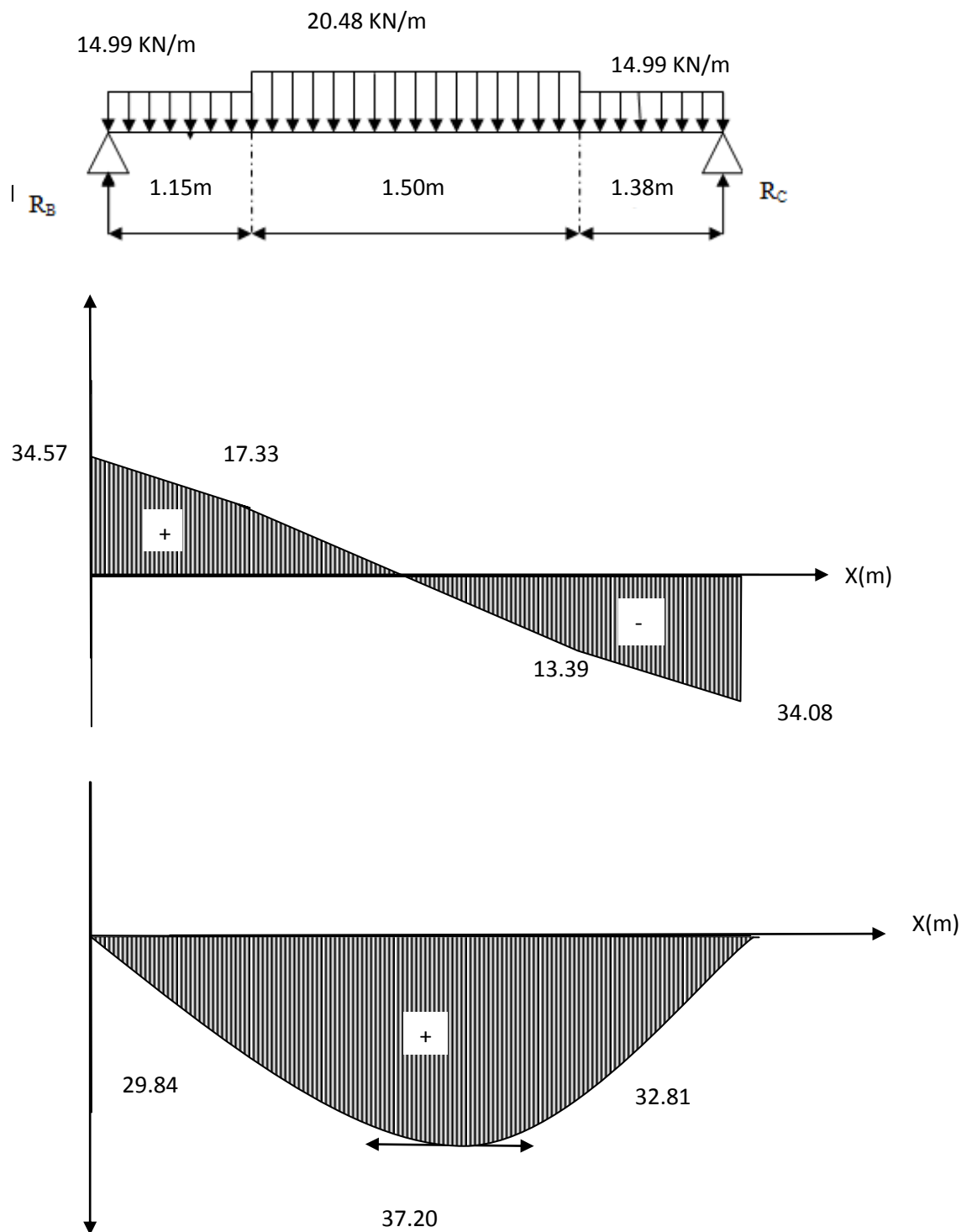
$$\begin{cases} x=0; & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.38 \text{ m}; & M(x=1.38) = 32.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section dangereuse est dans la travée (2)

$$T_y = 0 \rightarrow T_Y(x) = -20.48x + 40.88 = 0 \rightarrow x = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = 37.20\text{KN.m}$$

Les diagrammes des efforts internes

Les différents diagrammes donnant les efforts internes sont montrés à la figure III. 19



figureIII-19 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

En appui (A) et (B) $M_{A,B} = M_a = (-0,3) M_{\max} = (-0,3) \times 37,2 = -11,16 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0,85 M_{\max} = (0,85) \times 37,2 = 31,62 \text{ KN.m}$

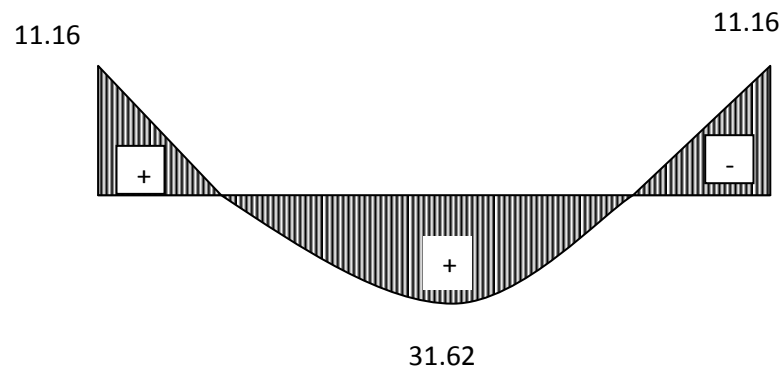
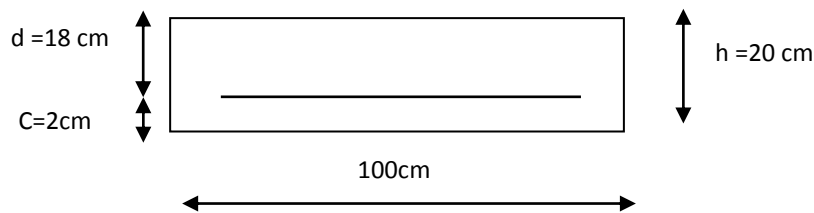


figure : III-20 : Diagramme des moments fléchissant(ELU) en tenant compte de l'encastrement partiel

III-4-6 Calcule d'armature (ferraillage à l'ELU)**• Sur appuis**

$$M_a = 7,69 \text{ KN.m}$$

-Armatures principales

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,16 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu = 0,39 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,016 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.16 \times 10^3}{0.998 \times 18 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_{adopt} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm.

-Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

• En travée

- Armatures principaux

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.62 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.068 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.31 \times 10^3}{0.965 \times 18 \times 348} = 4.85 \text{ cm}^2$$

Soit $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit $4AH10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-4-7 Vérification à l'ELU

a) Espacement des armatures

-Armatures principales

$$S_t < \min(3h; 33 \text{ cm}) \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{et : } \min(3h; 33 \text{ cm}) = (3 \times 18; 33) = \min(54; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h; 45 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91)**- En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Sur appuis :

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

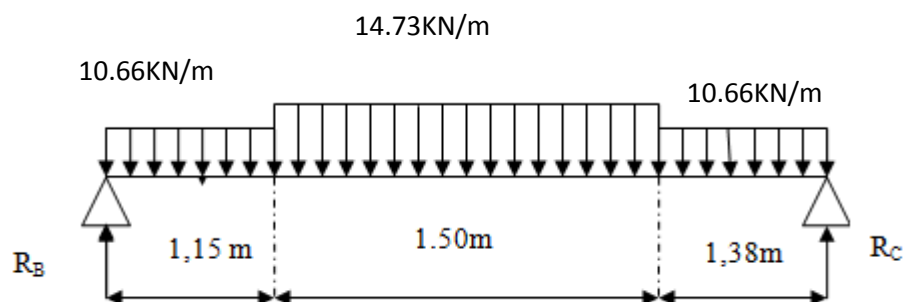
C) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)**(Art A -5-1-1 / BAEL91)**

$$T_u^{\max} = 34,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{34,57 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,192 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,192 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

III-4-8 ferrailage à l'ELS**III-4-8-1 Calcul des réactions d'appuis***figure :III-21: Schéma statique de l'escalier*

▪ **Calcul des réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM :

$$R_B + R_C = 49.06 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0.$$

$$R_C \times 4.03 = 10.66 \times 1.15 \times 0.575 + 14.73 \times 1.50(0.575 + 0.75) + 10.66 \times 1.38 \times (0.69 + 1.50 + 1.15)$$

$$R_C = 24.35 \text{ KN}$$

$$R_B = 49.06 - 24.35 = 24.70 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_B = 24.70 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_B = 24.70 \text{ KN} \\ R_C = 24.35 \text{ KN} \end{cases}$$

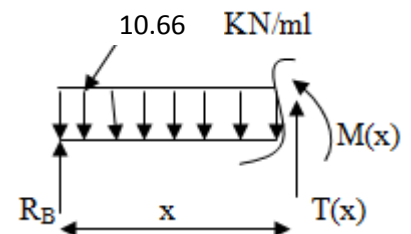
III-4-8-2 Calcul des efforts internes

➤ **1^{er} tronçon:** $0 \leq X \leq 1.15 \text{ m}$

✓ **Efforts tranchants**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T_Y(x) = -10.66x + 24.70$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T_Y(0) = 24.70 \text{ KN} \\ x=1.15 \text{ m} \Rightarrow T_Y(1.15) = 12.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$



✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = -5.33x^2 + 24.70x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M_Z(0) = 0 \\ x=1.15 \text{ m} \Rightarrow M_Z(1.15) = 21.40 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **2^{ème} tronçon:** $1.15 \leq X \leq 2.65$ m

✓ **Efforts tranchants**

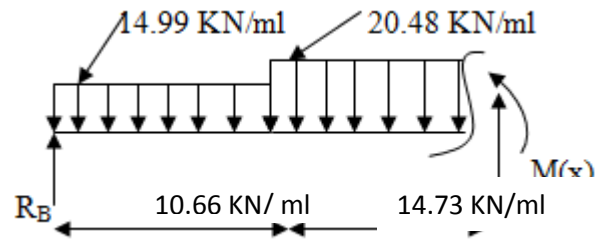
$$\sum F/x = 0; \quad T_Y(x) = -14.73x + 29.38$$

$$\begin{cases} x=1.15 \Rightarrow & T_Y(1.15) = 12.44 \text{ KN} \\ x=2.65 \text{ m} \Rightarrow & T_Y(2.65) = -9.65 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M/i = 0; \quad M(x) = -7.36x^2 + 29.38x - 2.67$$

$$\begin{cases} x=1.15 \Rightarrow & M_Z(1.15) = 21.40 \text{ KN.m} \\ x=2.65 \text{ m} \Rightarrow & M_Z(2.65) = 23.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

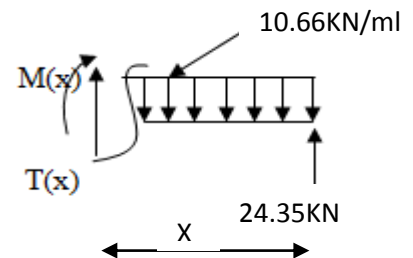


➤ **3^{ème} tronçon:** $0 \leq X \leq 1.38$ m

✓ **Efforts tranchants**

$$\sum F/x = 0; \quad T(x) = -24.35 + 10.66x$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow & T_Y(0) = -24.35 \text{ KN} \\ x=1.38 \text{ m} \Rightarrow & T_Y(1.38) = -9.64 \text{ KN} \end{cases}$$



✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M/i = 0; \quad M(x) = 24.35x - 5.33x^2$$

$$\begin{cases} x=0; & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.38 \text{ m}; & M(x=1.38) = 23.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section dangereuse est dans la travée (2)

$$T_Y = 0 \rightarrow T_Y(x) = -14.73x + 29.38 = 0 \rightarrow x = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = 26.65 \text{ KN.m}$$

❖ Les diagrammes des efforts internes

Les différents diagrammes donnant les efforts internes sont montrés à la figure III-2

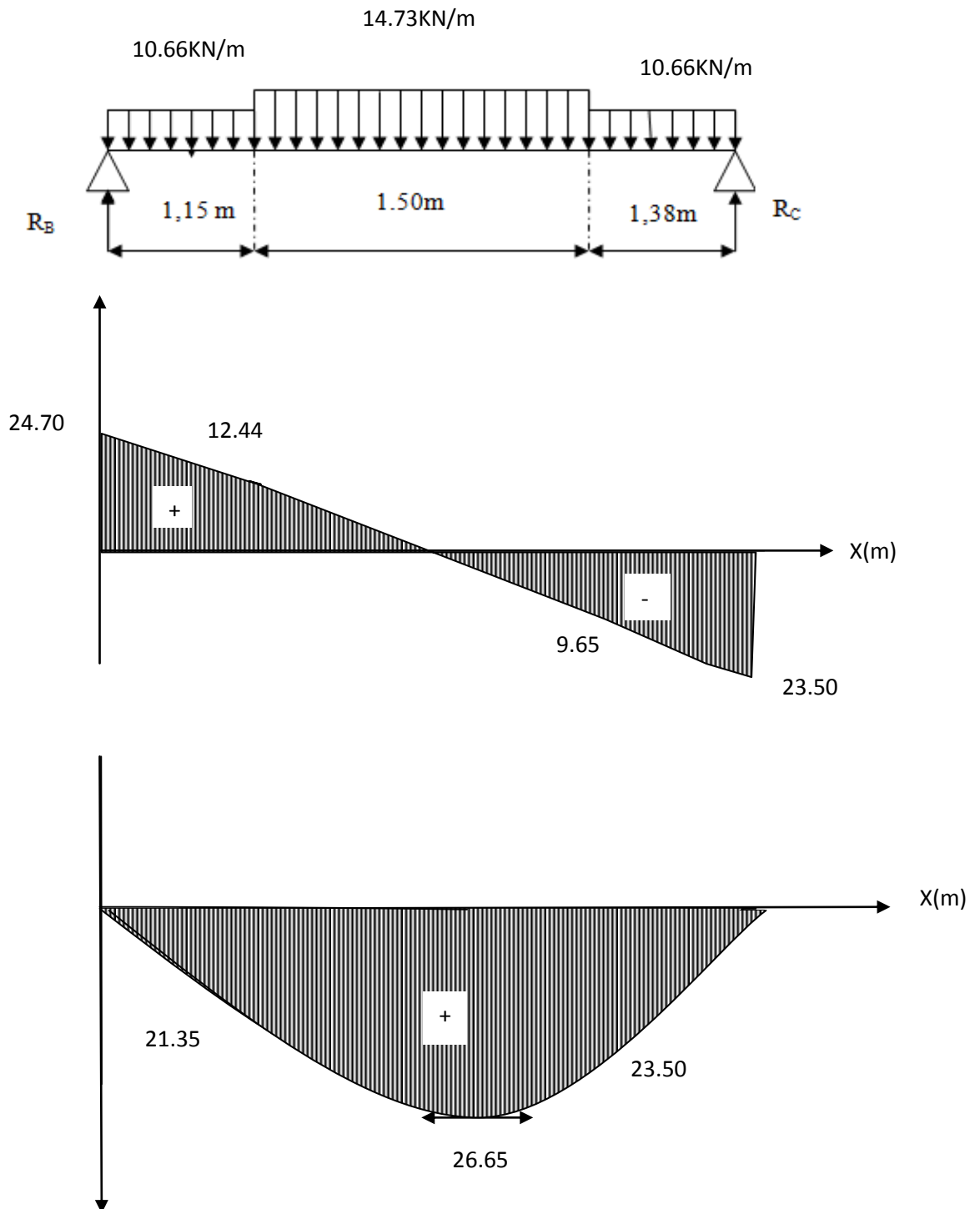


figure :III-22: Les diagrammes des efforts internes à l'ELS

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$\text{En appui (A) et (B)} \quad M_{A,B} = M_a = (-0,3) M_{\max} = (-0,3) \times 26.65 = -7.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées :} \quad M_t = 0,85 M_{\max} = (0,85) \times 26.65 = 22.65 \text{ KN.m}$$

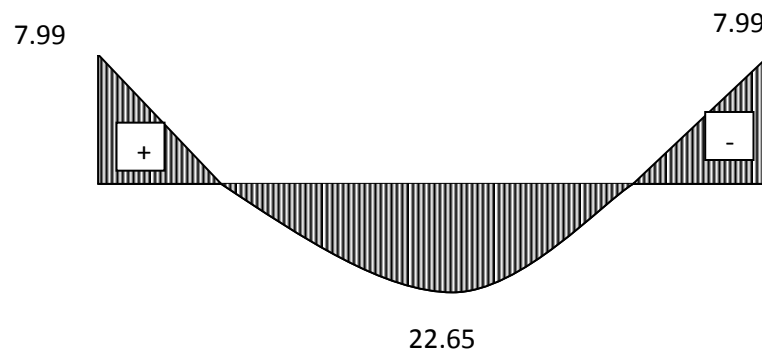


figure : III-23 : Diagramme des moments fléchissant(ELS) en tenant compte de l'encastrement partiel

II-3-8-3 Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

(Article 5.3.2/ BAEL 91)

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-8-4 Vérification de la résistance à la compression du béton

(Article 4.5.2/ BAEL 91)

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

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

Et : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec : $\sigma_{st} = k_1 \chi \sigma_{BC}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$

En travée**• Contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.912 \Rightarrow k_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{22.65 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 5.65} = 244.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 244.20 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Contraintes dans le béton

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

$$\sigma_{st} = \sigma_{bc} \times K_1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{244.20}{41.82} = 5.83 \text{ MPa}$$

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

Sur appuis**• Contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.932 \Rightarrow k_1 = 58.53$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{7.99 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14} = 151.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 151.68 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{st} = \sigma_{bc} \times K_1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{151.68}{58.53} = 2.59 \text{ MPa}$$

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

• **Vérification de la flèche (Article B6.5.2/ BAEL91)**

$$f_i = \frac{M_S x l^2}{10 E_i I_{f_i}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M_S x l^2}{10 E_v I_{f_v}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

f_i : La flèche instantanée.

f_v : La flèche à longue durée

➤ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = bh + 15A$$

$$S = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (xx)**

$$S/xx = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S/xx = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18$$

$$S/xx = 21525.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de centre de gravité**

$$v_1 = \frac{S/xx}{B} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité**

$$I_0 = \frac{b}{h} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_{St}(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{20} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 (9.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 3\,5024.51 \text{ cm}^4$$

Avec:

B_0 : L'aire de la section homogénéisée

M_s : moment fléchissant maximum à l'ELS.

E_v, E_i : module de déformation déferée (respectivement instantané) de béton.

I_{fv}, I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

(respectivement instantanée)

ρ : Le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 7$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7 = 2.8$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4x\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 151.68 + 2.1} = 0.062$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 35024.51}{1 + 7 \times 0.062} = 26796.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 35024.51}{1 + 2.8 \times 0.062} = 44314.5 \text{ cm}^4$$

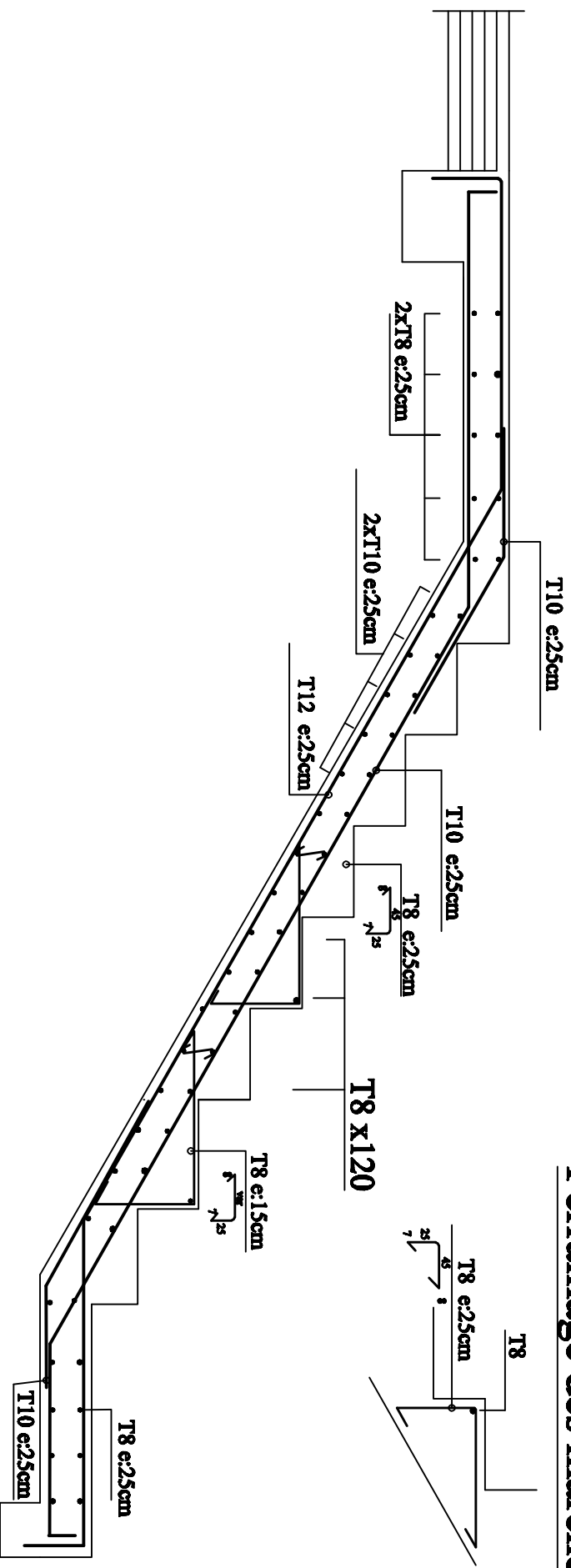
$$E_i = 32164.20 \text{ MPa}, \quad E_v = 10818.86 \text{ MPa}.$$

$$f_i = \frac{22.65 \times 10^3 \times 403^2}{10 \times 32164.20 \times 26796.37} < \bar{f} = \frac{403}{500}$$

$$f_i = 0.43 < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.81 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{22.65 \times 10^3 \times 403^2}{10 \times 10818.86 \times 44314.5} = 0.77 < \bar{f} = \frac{403}{500} = 0.81 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage des marches



Ferrailage de la volée02

III.2.5) Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière brisée destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et les voiles.

Sa portée est de 3.00 m (longueur libre entre nus d'appuis).

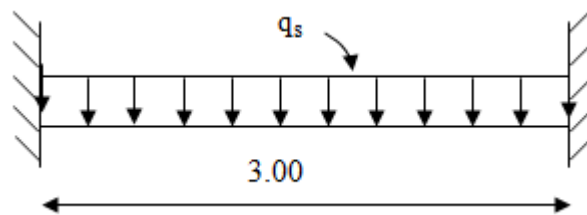


Figure III-25 : schéma statique de la poutre palière

III-4-9-1 Pré dimensionnement de la poutre palière

a- hauteur

La hauteur de la poutre 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.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L=3.00\text{m} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \text{ donc : } 20 \leq h_t \leq 30 \text{ cm on prend } h_t = 30 \text{ cm.}$$

b- largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

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

D'où : $12 \leq b \leq 21\text{cm}$ on prend $b = 20 \text{ cm}$.

La poutre aura donc une section de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

III-4-9-2 Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière

- Poids propre de la poutre = $0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN / ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_B = 34.57 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_B = 24.70 \text{ KN/ml}$

III-4-9-3 Calcul à l'ELU**a- combinaison de charges**

- ❖ Poids propre de la poutre à l'ELU = $1.35 \times G = 1.35 \times 1.5 = 2.025 \text{ KN/ml}$
- ❖ Réaction de la poutre à l'ELU : 34.57 KN/ml .

$$q_u = (2.025 + 34.57) = 36.60 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{36.60 \times 3}{2} = 54.90 \text{ KN.}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_y(x) = -36.60x + 54.90$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y(x) = 54.90 \text{ KN.} \\ x=3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y(x) = -54.90 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

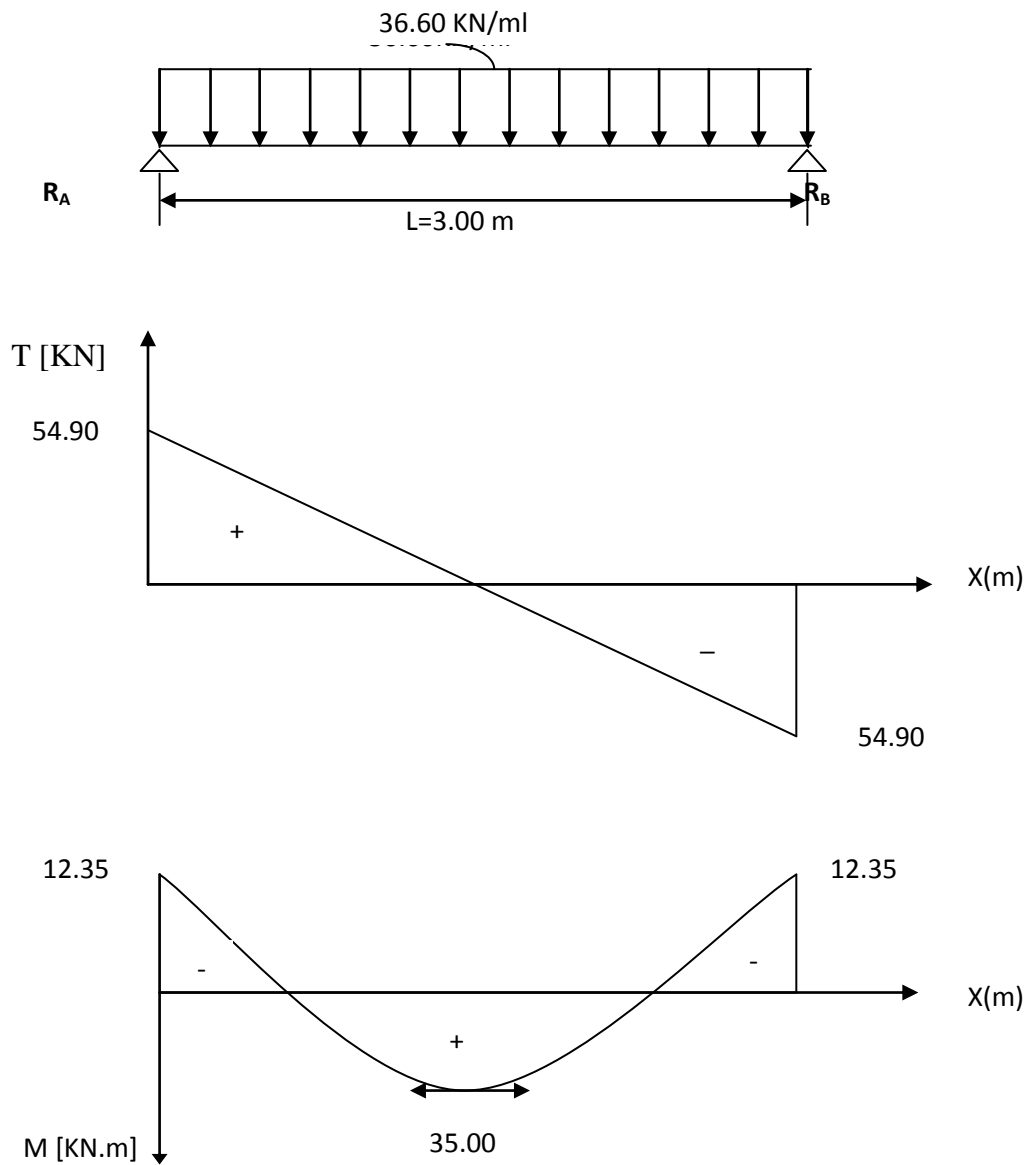
➤ **Moment fléchissant**

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u}{8} \times l^2 = \frac{36.60}{8} \times 3^2 = 41.17 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 41.17 = 35.00 \text{ KN.m}$
- **Moment sur appuis :** $M_t = -0.3 \times M_0 = -0.30 \times 41.17 = -12.35 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant sont montres à la figure III-26



figureIII-27 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

C - Calcul des armatures

$b = 20 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$.

✓ **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.35 \times 10^6}{200(280)^2 \times 14.2} = 0.055$$

$$\mu_b = 0.055 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.055 \Rightarrow B = 0.971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.35 \times 10^6}{0.971 \times 280 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm²

✓ **En travée**

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35 \times 10^6}{200(280)^2 \times 14.2} = 0.157$$

$$\mu_t = 0.157 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_t = 0.157 \Rightarrow B = 0.914$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35 \times 10^6}{0.914 \times 280 \times 348} = 3.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14 = 4.62 cm²

III-4-9-3 Vérification à L'ELU**a) Exigence du RPA (art 7-5-2/RPA 99 version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

$$A_s = 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1, BAEL91)

$$T_u^{max} = 54.90 \text{ KN.}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 15 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{54.90 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.98 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A-6-1.3/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$\psi_s = 1.5$ pour les hautes adhérences

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec : U_i : périmètre utile de la barre

$$U_i = n\pi\phi = 4\pi \times 1.2 = 15.04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{54.90 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.4} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL 91)

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.83 \text{MPa}$$

La longueur de scellement droit**➤ En travée**

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on prend } L_s = 45 \text{cm.}$$

➤ Sur appuis

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.34 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on prend } L_s = 40 \text{cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s.$$

➤ **Sur appuis** : $L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{cm.}$

➤ **En travée** : $L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{cm.}$

f) Influence de l'effort tranchant**• Appuis de rive (Art A.5.1.312/BAEL 91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armatures inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{T_u^{max}}{fe / \gamma_s} = \frac{54.90 \times 10^3}{348} = 1.58 \text{cm}^2$$

• Sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91)

Il faut vérifier cette condition :

$$\frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{t28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} = \frac{2 \times 54.90 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 280} = 2.18 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{t28}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

g) calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \theta_{\ell}^{\max} \right\} = \min \left\{ 8.5 ; 20 ; 14 \right\} = 8 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

Donc on opte : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow (1\text{cadre}+1\text{étrier}) \phi 8$

h) Espacement maximal des armatures transversales (Art A .5.1,22 /BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm}$$

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

❖ Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 7 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} \} = 7 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$.

❖ Zone courante (travée)

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

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

i) Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 7-5-2-2 RPA 99)

$$A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

g) pourcentage minimum des armatures transversales Art 5-1,22/BAEL 91

Il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_{\text{min}} = 0.4 \times 20 \times 15 / 400 = 0.3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

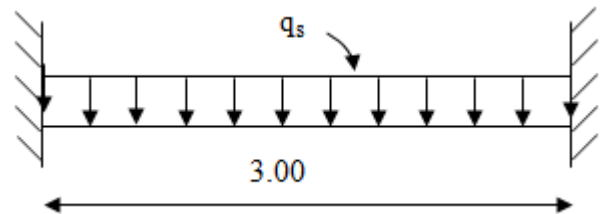
III-4-9-4) Vérification à L'ELS**a) combinaison de charge**

Poids propre de la poutre à l'ELS : G

$$G = 1.5 \text{ KN/ml}$$

Réaction de la poutre à l'ELS : 24.70 KN/ml

$$q_s = (1.5 + 24.70) = 26.20 \text{ KN/ml}$$

**b) calcul des efforts internes**❖ **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_{max}^s = \frac{q_s}{8} \times l^2 = \frac{26.20}{8} \times 3^2 = 29.74 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant**

$$T_s = T_{max}^s = \frac{q_s}{2} \times l = \frac{26.20}{2} \times 3 = 39.30 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 29.74 = 25.28 \text{ KN.m}$

- **Moment sur appuis :** $M_a = -0.3 \times M_0 = -0.30 \times 29.74 = -8.92 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant sont montres à la figure III-29

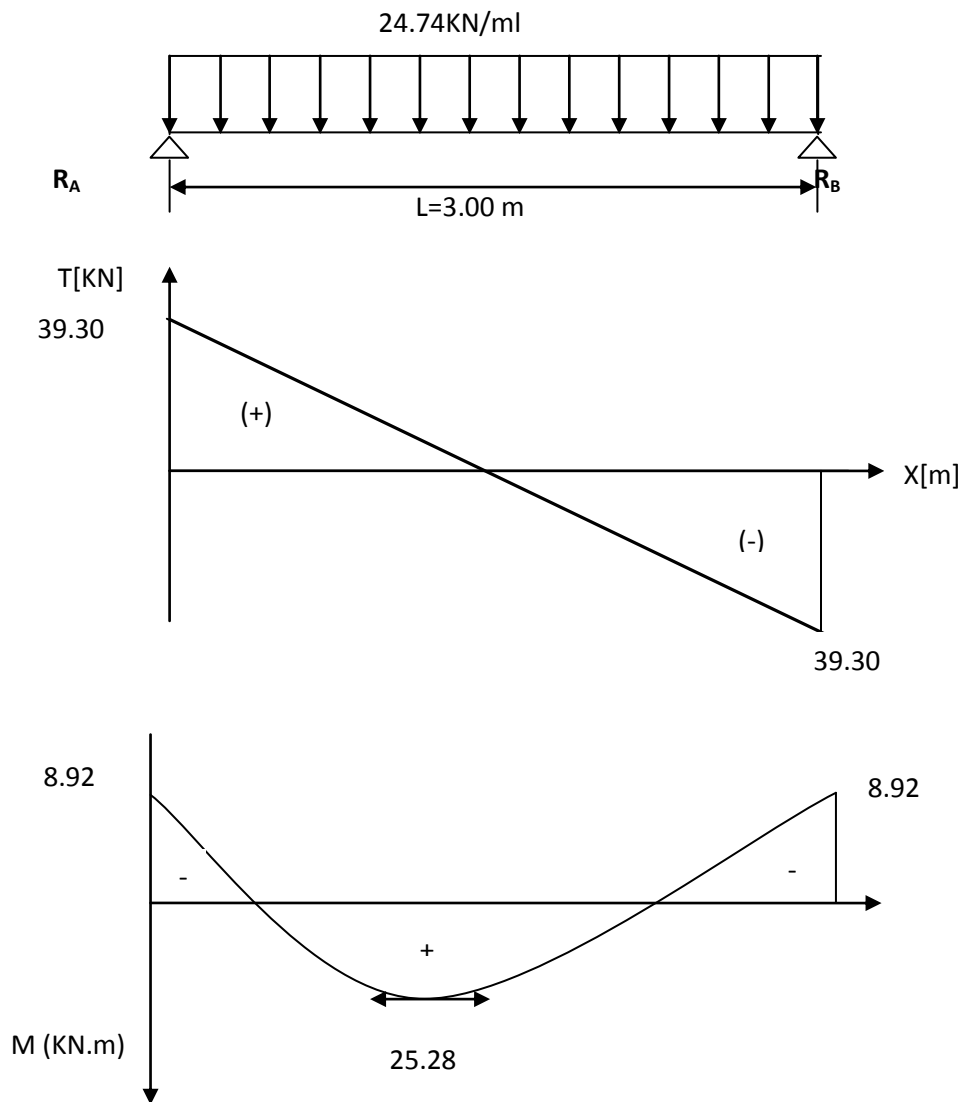


figure III-29 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

c) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15\text{ MPa}$

Avec $\sigma_{bc} = K\chi \sigma_{st}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

❖ Aux appuis

➤ Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{200 \times 280} = 0.0056$$

$$\rho_1 = 0.0056 \Rightarrow \beta_1 = 0.960$$

$$\rho_1 = 0.0056 \Rightarrow K_1 = 110.0 \text{ et } \beta_1 = 0.960$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{8.92 \times 10^3}{0.960 \times 4.52 \times 28} = 73.42 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée**

➤ **Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.62}{200 \times 280} = 0.008$$

$$\rho_1 = 0.008 \Rightarrow K_1 = 297.5 \text{ et } \beta_1 = 0.984$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{25.28 \times 10^3}{0.984 \times 4.52 \times 28} = 202.99 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Etat limite d'ouverture des fissures : Art A-5 -3,2/BAEL 91

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier cet état limite

e) Vérification de la flèche

Les règles BAEL91 (Art.B.6.8, 424), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\bullet \frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} ; f_e (\text{MPa})$$

Avec :

h : hauteur de la poutre (30cm).

L : portée entre nus d'appuis ($L = 3.00$ m).

M_t : moment max en travée ($M_t = 25.28$ KN.m).

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

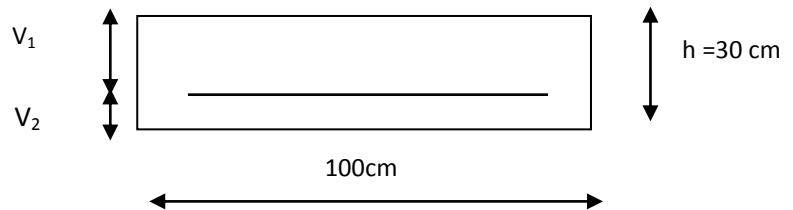
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 < \frac{M_t}{15M_0} = \frac{25.28}{15 \times 29.74} = 0.056 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.0081 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche ;

f- calcul de la flèche

$$f_i = \frac{5}{380} \frac{q_s x l^4}{E_v I}; \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$



Avec : $q_s = 26.20$ KN/ml.

E_v : Module de déformation différé.

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

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{h} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_{st} (v_2 - c)^2$$

$$v_1 = \frac{S/xx}{B}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S/xx = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st} d$$

$$S/xx = \frac{100 \times 30^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 28$$

$$S/xx = 46898.4 \text{ cm}^3$$

. B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t \times d = (100 \times 30) + 15 \times (4.62 \times 28) = 4898.4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow v_1 = \frac{46898.4}{4898.4} = 9.57 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{30} ((9.57)^3 + (20.42)^3) + 15 \times 4.62 (18.42)^2$$

$$I = 336041.81 \text{ cm}^4$$

D'où:

$$f = \frac{5}{380} \frac{26.20 \times (3)^4 \times 10^3}{10818.86 \times 10^6 \times 336041.81 \times 10^{-8}} = 0.00076 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{3}{500} = 0.006 \text{ m}$$

$$f = 0.00076 \text{ m} < \bar{f} = 0.006 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

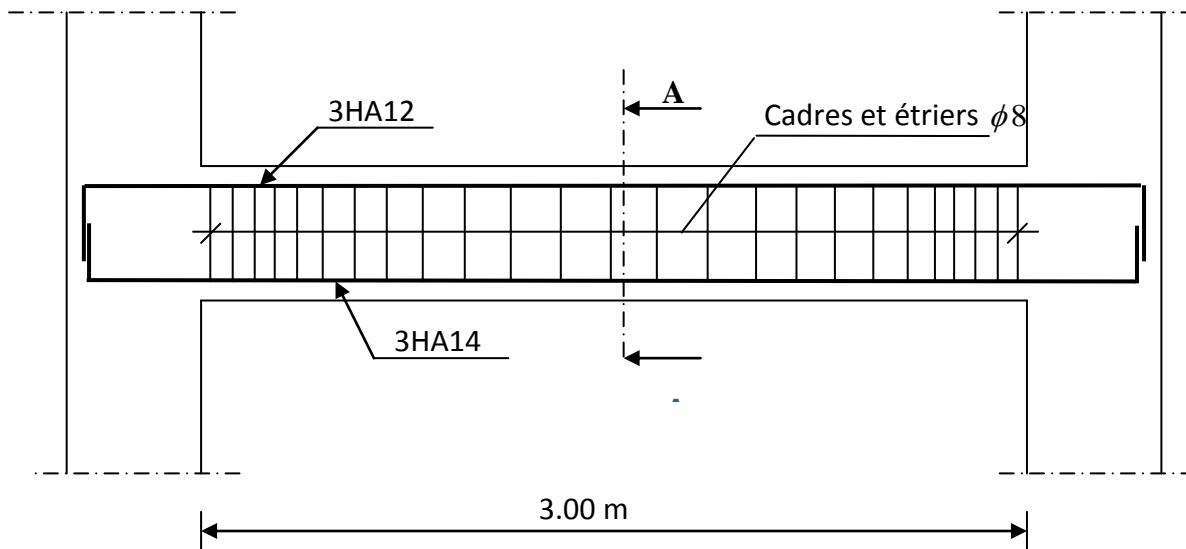
- **Pour les armatures longitudinales**

- le lit supérieur : **3HA12**

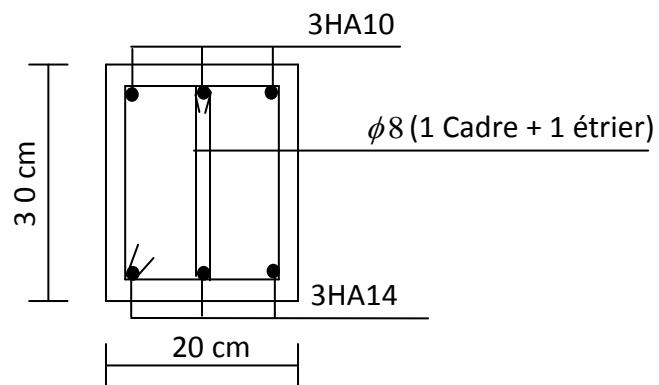
- Ø le lit inférieur : **3HA14**

- **Pour les armatures transversales**

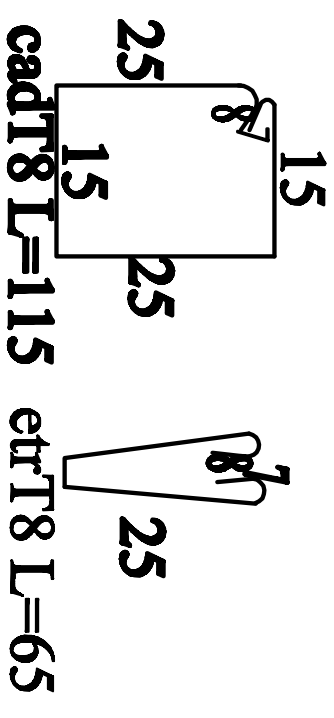
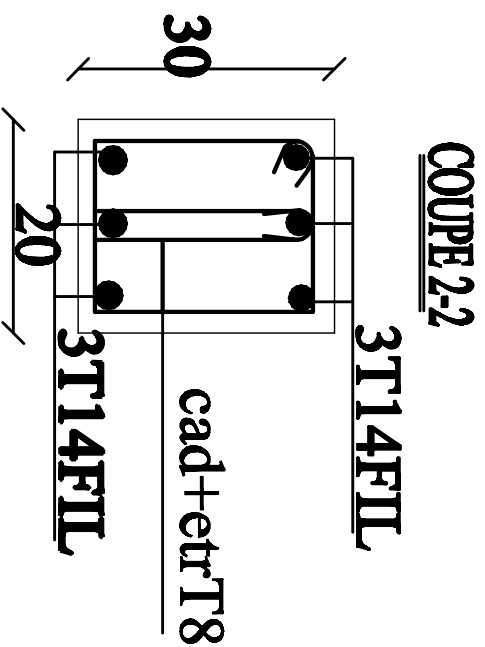
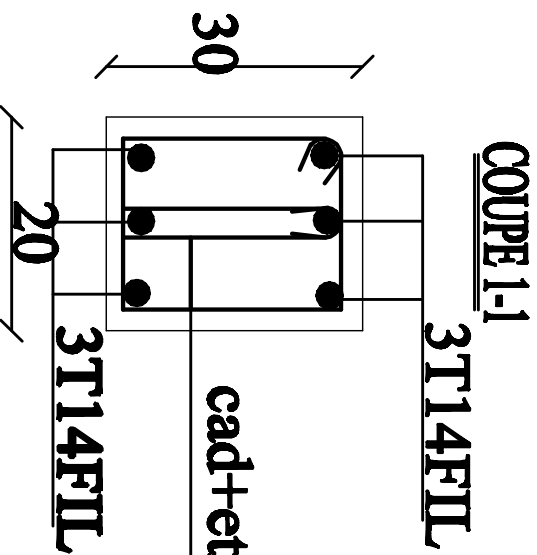
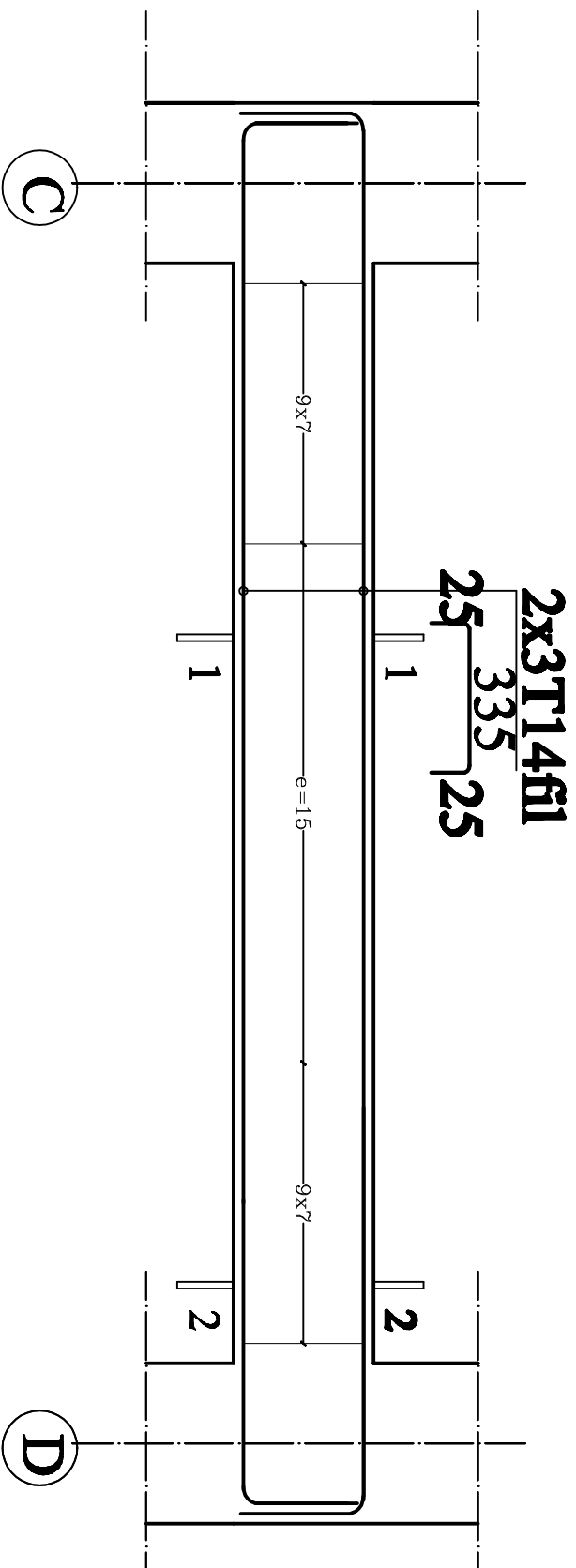
- Un cadre et étrier en HA8



Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A



Ferrillage de la poutre palière

III-6-1 Calcul de la dalle pleine de la salle machine

III-6-1 Définition

Notre immeuble est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$, la surface de la cabine pouvant charger 8 personnes de 6.3 kN , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes .

III-6-2 Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{250}{30} = 8.33 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (**RPA 99 version 2003**), soit $h_t = 15 \text{ cm}$

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

III-6-3 Calcul du panneau à l'ELU

- **Calcul des efforts**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

- **Principe de la méthode**

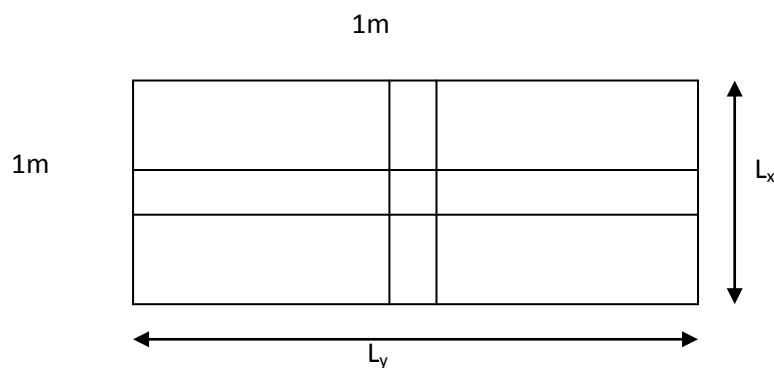
Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $l_x < l_y$

*Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur :

Avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$



✓ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

$$\text{Sens } l_x : M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$$

$$\text{Sens } l_y : M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

M_{0x} et M_{0y} : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson.

$$\text{Tel que : } V = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

• Application

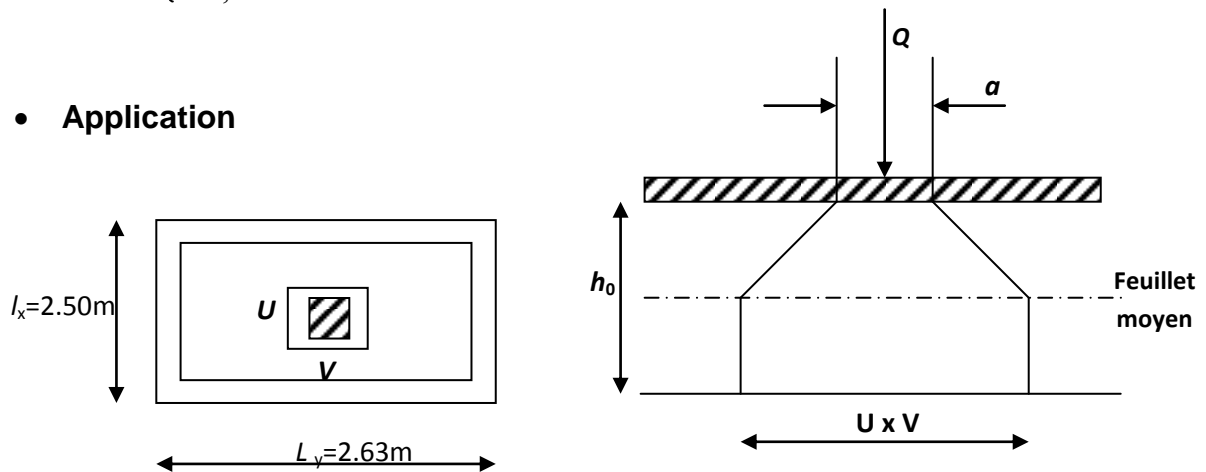


figure : III-33 schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{263} = 0.96$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} U_0 = 80 \\ V_0 = 80 \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h = 80 + 0 + 15 = 95 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2e + h = 80 + 0 + 15 = 95 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : « e » l'épaisseur du revêtement

• Détermination des sollicitations

A L'ELU

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times e_p) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)}$$

A L'ELS

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments**
- **Les moments M_X et M_Y dus au système de levage**

$$M_{X1} = (M_1 + \vartheta M_2) P_u \quad \text{Et} \quad M_{Y1} = (M_2 + \vartheta M_1) P_u$$

$$\rho = 0,96$$

$$\begin{array}{l} \frac{u}{L_X} = \frac{95}{250} = 0.38 \\ \frac{v}{L_Y} = \frac{95}{263} = 0.36 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,034 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{X1} = P_u M_1 = 121.5 \times 0.095 = 11.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = P_u M_2 = 121.5 \times 0.034 = 4.13 \text{ KN.m}$$

- **Les moments dus au poids propre de la dalle pleine M_{X2} et M_{Y2}**

$$\rho = 0,96 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_X = 0.0401 \\ \mu_Y = 0.911 \end{array} \right.$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{X2} = \mu_X q_u l_X^2 = 0.0401 \times 6.56 \times 2.50^2 = 1.644 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_Y M_{X2} = 0.911 \times 1.644 = 1.497 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_{Xt} = M_{X1} + M_{X2} = 12.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{Yt} = M_{Y1} + M_{Y2} = 4.35 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

➤ **En travée**

$$M_X = 0.85 \times M_{Xt} = 0.85 \times 12.43 = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = 0.75 \times M_{Yt} = 0.75 \times 4.35 = 3.26 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis**

Sens x-x

$$M_x = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 10,56 = -5,28 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_0 = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 3,26 = -1,63 \text{ KN.m}$$

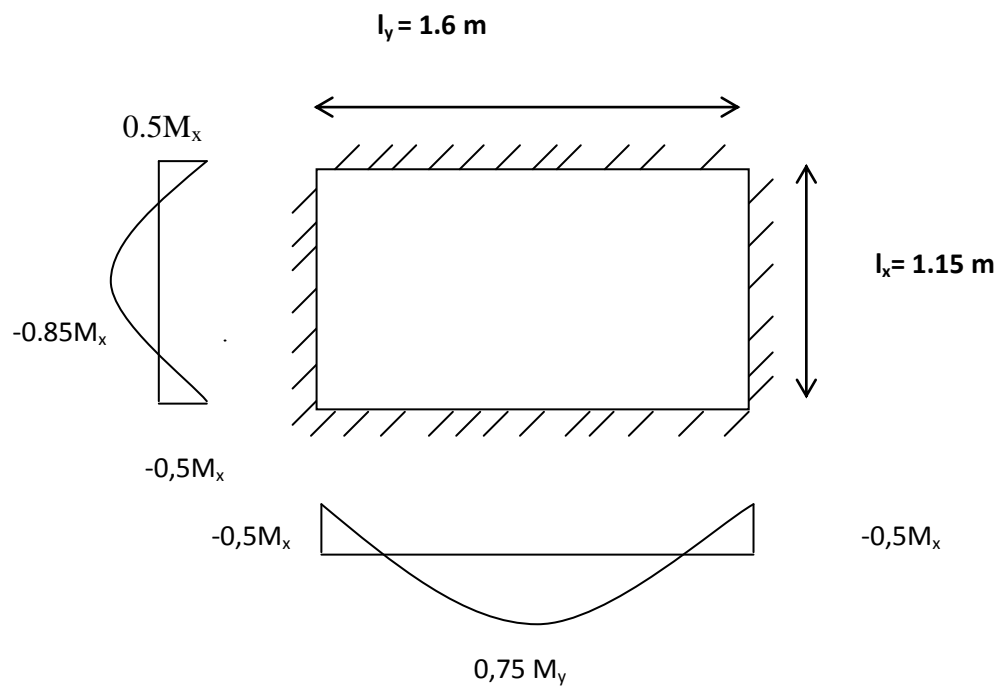


figure: III-34 : Correction des moments

- **Ferrailage**

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	5.28	0.022	0,989	1,28	3,93	5HA10	20
	Y-Y	1.63	0,007	0,99	0,49	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	10.56	0,044	0,980	2,19	3,93	5HA10	20
	Y-Y	3.26	0.013	0,993	0,75	2,01	4HA8	25

- **Vérification**

A/ Condition de non fragilité

➤ **Suivant L_X**

$$w_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

A_x : Section minimale d'armatures ;

bh : section totale du béton ;

ω_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \alpha)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 1) / 2 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopte}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$: donc condition est vérifiée.

➤ **Suivant L_Y**

$$w_Y = \frac{A_Y}{b \cdot h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_Y \geq \omega_0 b h$$

$$A_Y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_Y = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

B/ Vérification au cisaillement

- **L'effort tranchant (article A.52,2)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

$$A \frac{l_x}{2} : V_u = \frac{P_U}{2 L_Y + L_X} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{2 \times 2,6 + 1,15} \times 1 \text{ ml} = 19.14 \text{ KN}$$

$$A \frac{l_y}{2} : V_u = \frac{P_U}{3L_Y} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{3 \times 2,6} \times 1 \text{ ml} = 15,58 \text{ KN}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{bh} = \frac{19,14 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de l'espacement**

✓ Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée.

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

✓ Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée.

$$S_{t_{max}} \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

- ❖ **Calcul des moments à l'ELS**

✓ Pour la charge concentrée : $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_x^p = (M_1 + \vartheta M_2) P_s = 90 (0,095 + 0,2 \times 0,034) = 9,165 \text{ KN.m}$$

$$M_y^p = (\vartheta M_1 + M_2) P_s = 90 (0,2 \times 0,095 + 0,034) = 4,77 \text{ KN.m}$$

✓ Pour le poids propre de la dalle : $q_s = 4,75 \text{ KN.m}$

$$M_x^q = \mu_x q_s l_x^2 = 0,1032 \times 4,75 \times 1,15^2 = 0,648 \text{ KN.m}$$

$$M_y^q = \mu_y M_x^q = 0,250 \times 0,648 = 0,162 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x^t = M_x^q + M_x^p = 0.648 + 9.165 = 9.813 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = M_y^q + M_y^p = 0.162 + 4.77 = 4.932 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

En travées

$$\text{Sens xx : } M_{tx} = 0,85 M_x^t = 0.85 \times 9.813 = 8.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens yy : } M_{ty} = 0,75 M_y^t = 0.75 \times 4.932 = 3.7 \text{ KN.m}$$

Sur appuis

$$\text{Sens xx : } M_{ax} = -0.5 M_x^t = -0.5 \times 9.813 = -4.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens yy : } M_{ay} = -0.5 M_y^t = -0.5 \times 4.932 = -2.466 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton**

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

Sens xx➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{10.56}{8.34} = 1.26 \Rightarrow \frac{1.26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.34 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_b = 0.034 \rightarrow \alpha = 0.0432 < 0.38 \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **En appuis**

$$\gamma = \frac{5.28}{4.90} = 1.07 \Rightarrow \frac{1.07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.90 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \alpha = 0.0252 < 0.28 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Sens yy➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{3.26}{3.7} = 0.88 \Rightarrow \frac{0.88-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.19$$

$$\mu_b = \frac{M_S}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.7 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.015$$

$$\mu_b = 0.015 \Rightarrow \alpha = 0.0188 < 0.19 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{1.63}{2.46} = 0.66 \Rightarrow \frac{0.66-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.08$$

$$\mu_b = \frac{M_S}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.010$$

$$\mu_b = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126 < 0.08 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement (article A.5.2, 42 /BAEL 91 modifié 99)**

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \begin{cases} Q_u: \text{charge de calcul l'ELU} \\ h: \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.35 + 1.35) = 5.4 \text{ m. } Q_u = Pu = 121.5 \text{ KN.}$$

$$0.045 \times 5.4 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 607.5 \text{ KN} \rightarrow Q_u 121.5 < KN607.5 \text{ Kn}$$

Le risque de poinçonnement est écarté, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

Remarque

Si la condition précédente n'était pas vérifiée, il faut utiliser des armatures dont le périmètre est défini par homothétie.

$$U = U_c = \frac{\tau_u}{0.05 * f_{cj} \frac{c_j}{\gamma_b}}$$

• **Diamètre maximale des barres**

Avec : ϕ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\text{On a : } \Phi_{max} = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

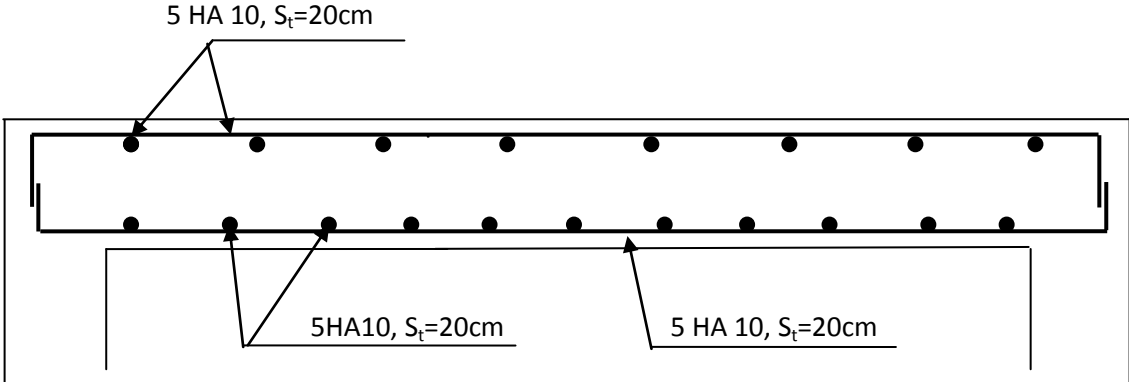


figure:III-35 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

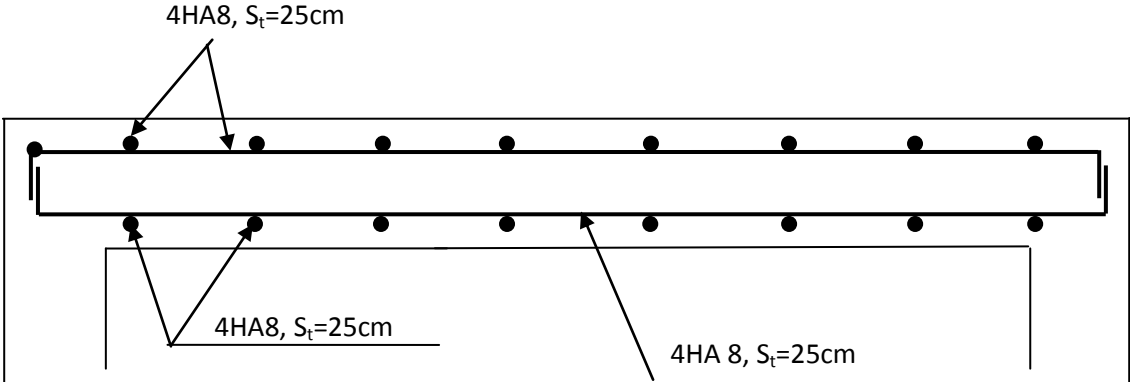


figure:III-36 Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

CHAPITRE IV :

PRESENTATION DU LOGICIEL ET ABS

IV-1- Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une 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*).

IV-2 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

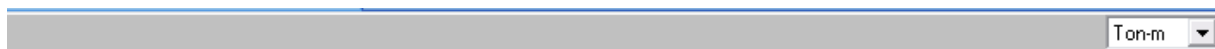
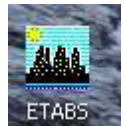
IV-3 Etapes de modélisation

IV-3-1 Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités

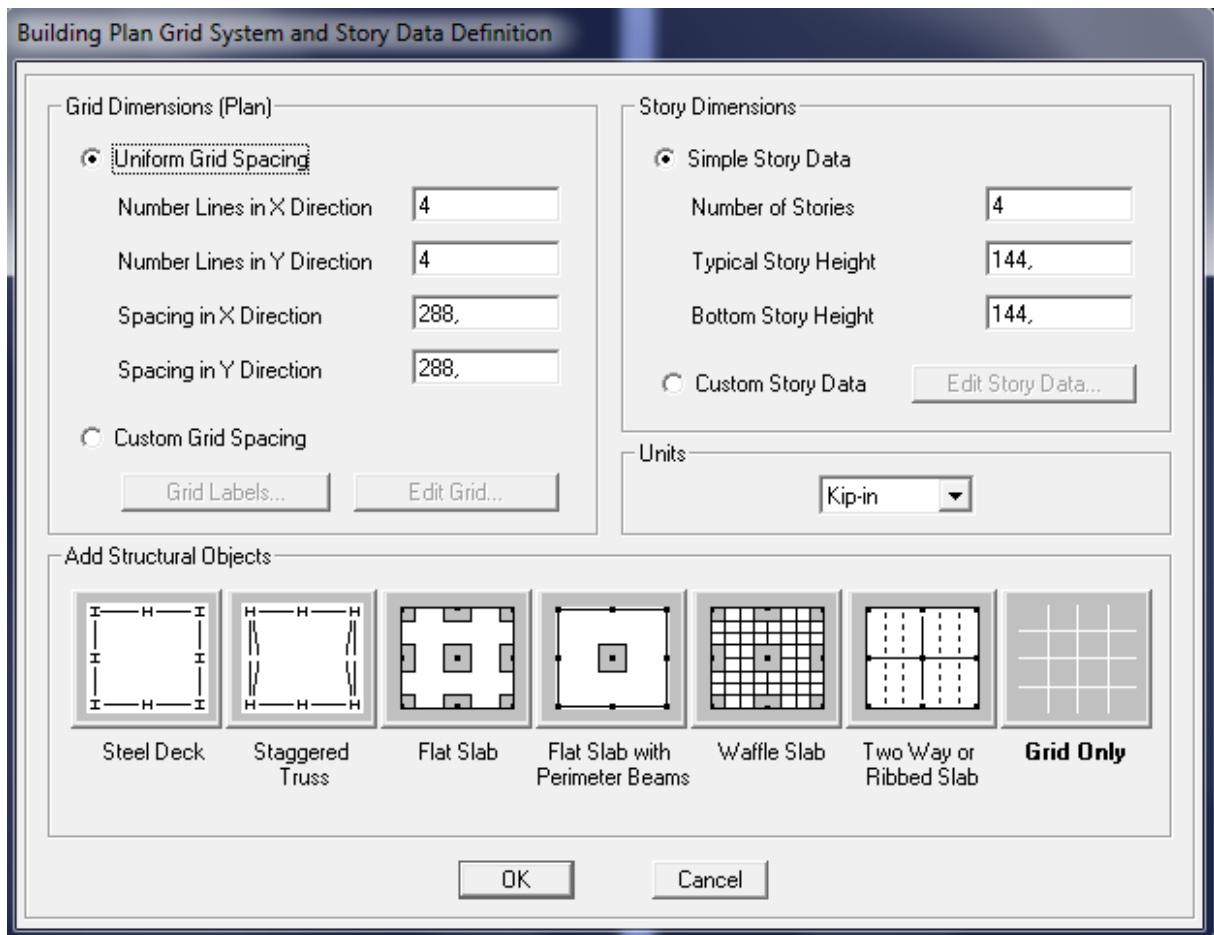
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (t.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.



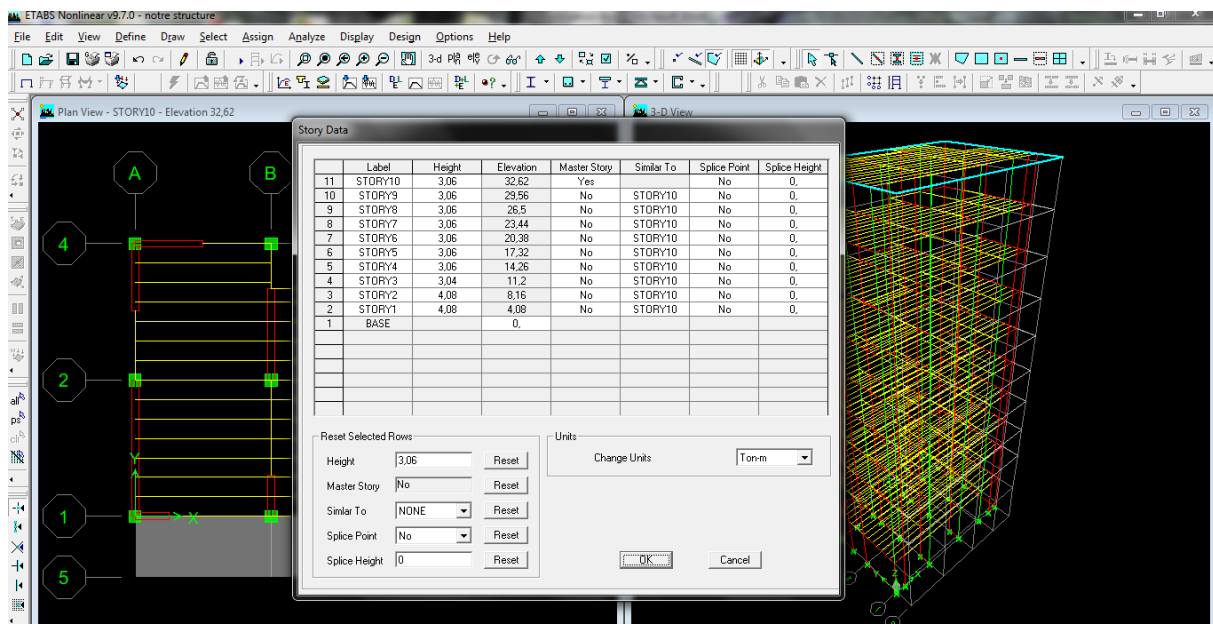
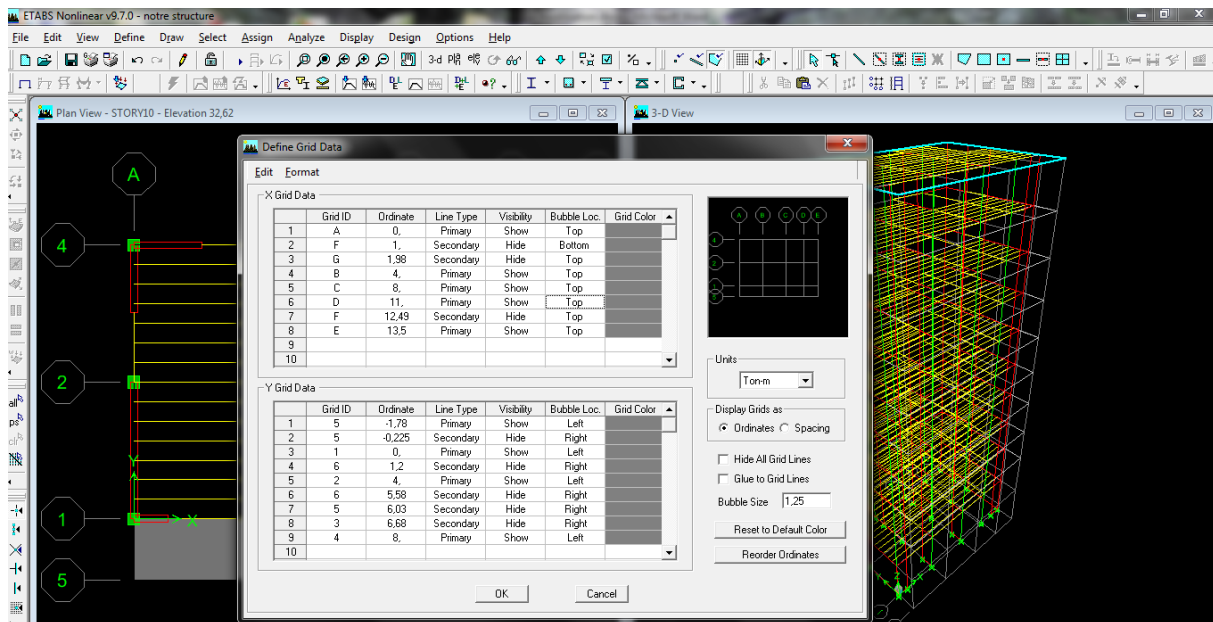
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur *ok*
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis

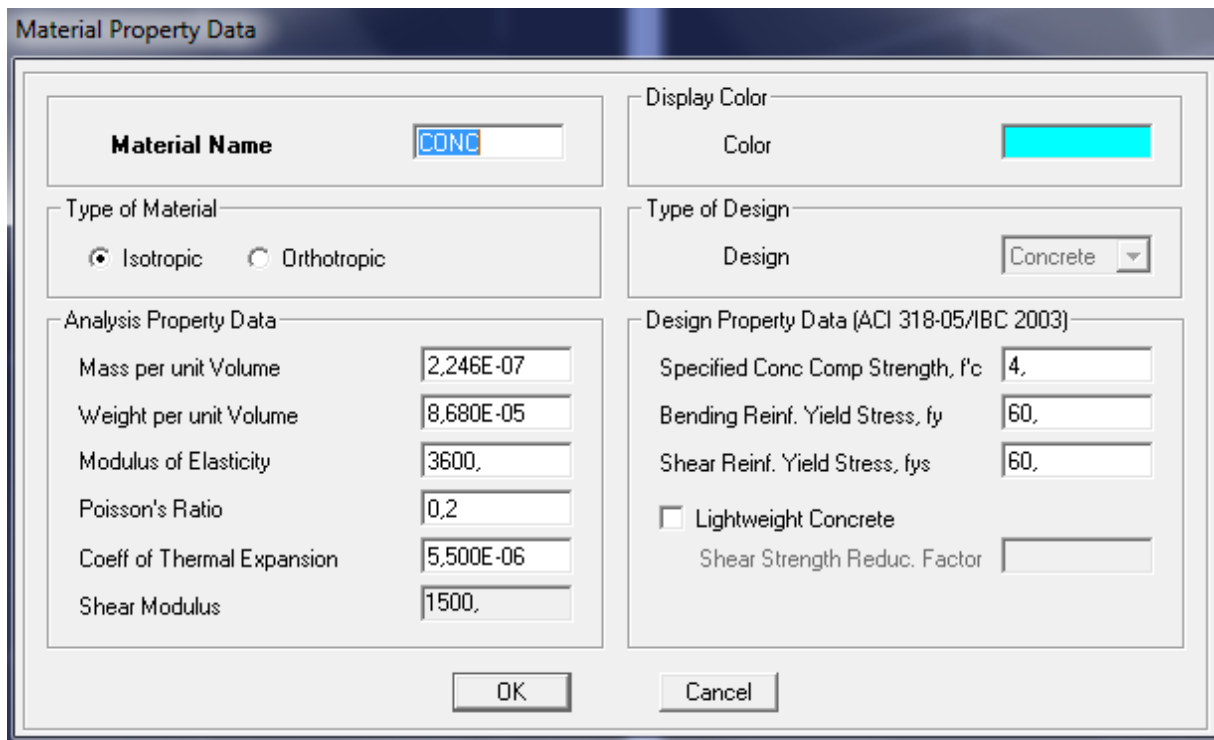
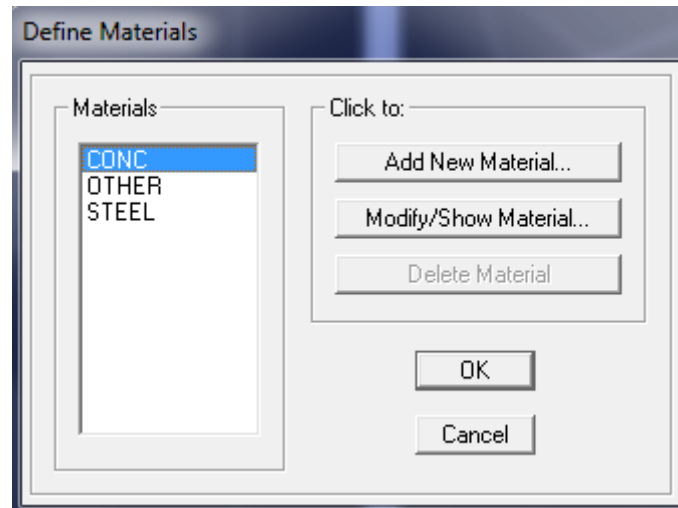
Edit Story Data.



IV-3-2 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* et on sélection le matériau *CONC* et on clique sur *Modify /Show Material*, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

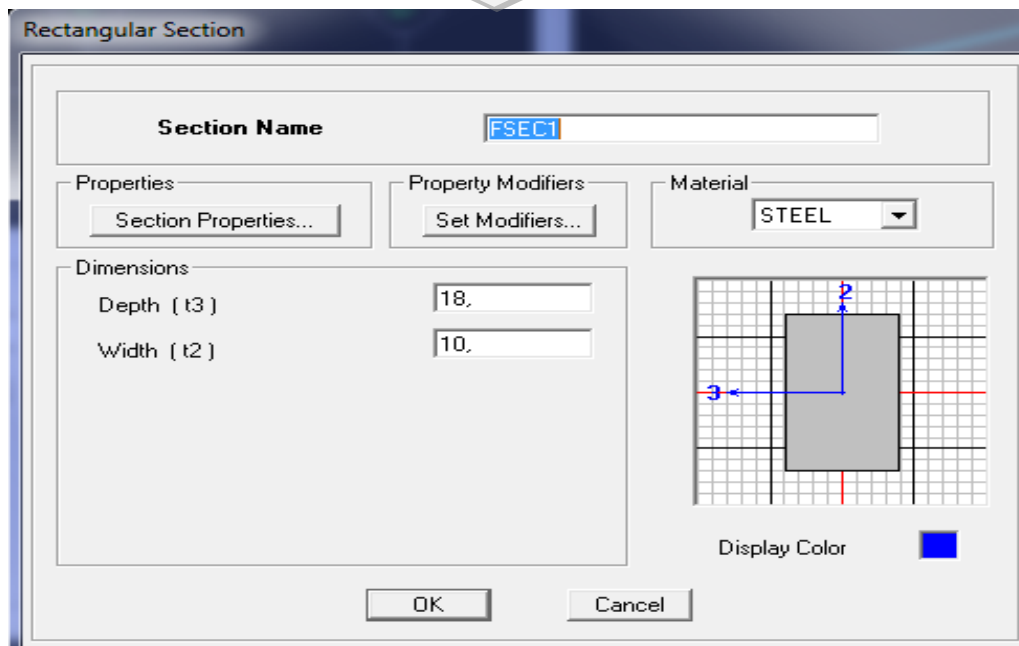
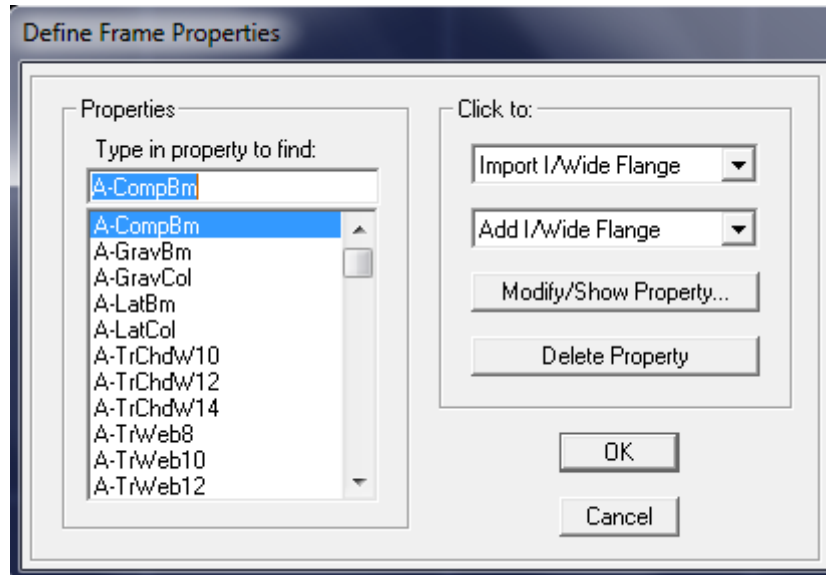


IV-3-3 Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Nous commençons d'abord par l'affectation des 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).



Le bouton *Reinforcement* conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

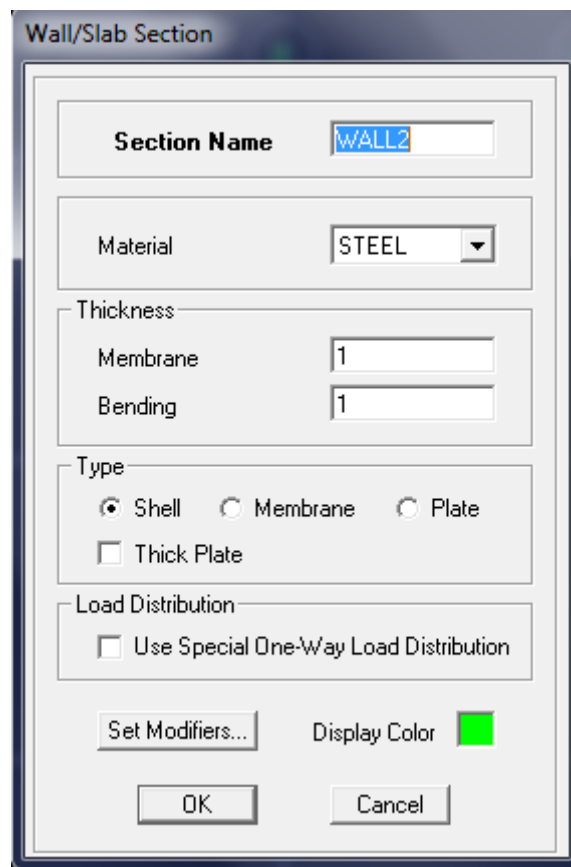
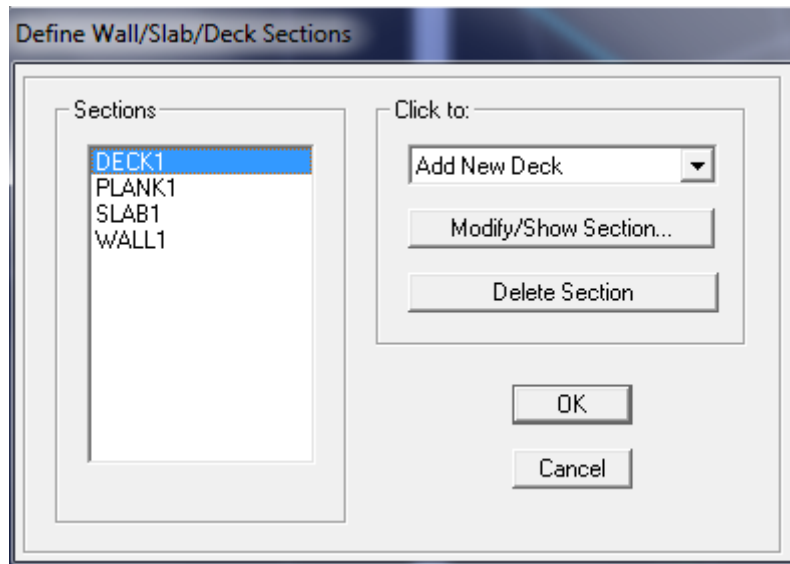
Si on clique sur le bouton *Section properties* on peut voir l'aire, les moments d'inerties,

l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

.Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

.Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).

.On choisit le menu *Define* et *wall/slab*, on clique sur *Add new wall* et on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV-3-4 Quatrième étape : définition des charges

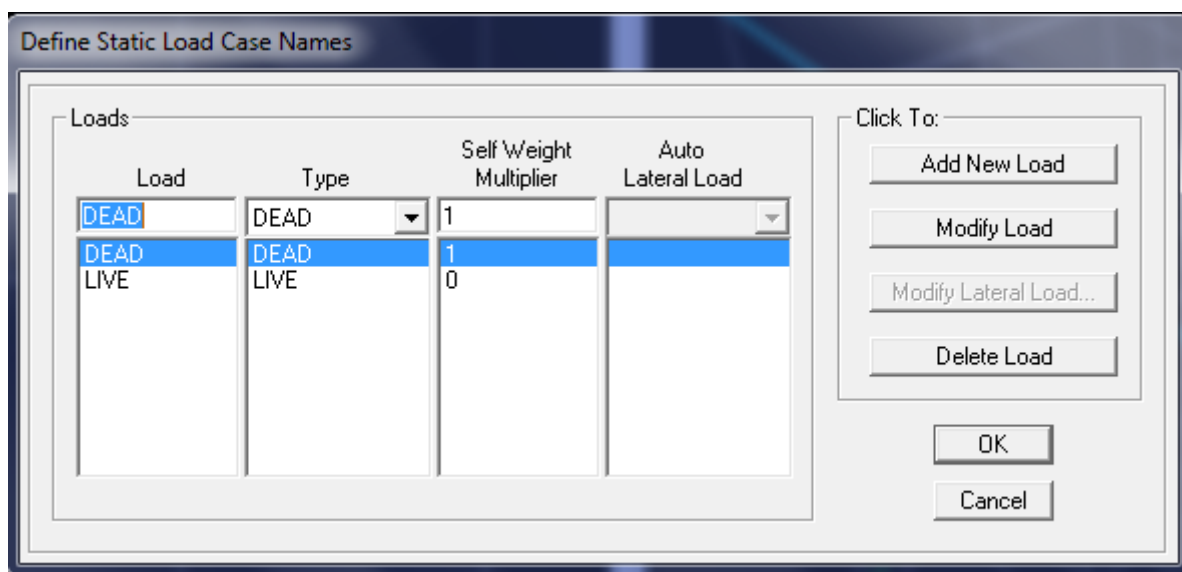
Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

DEAD (charge permanente)

LIVE (Surcharge d'exploitation)



2) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

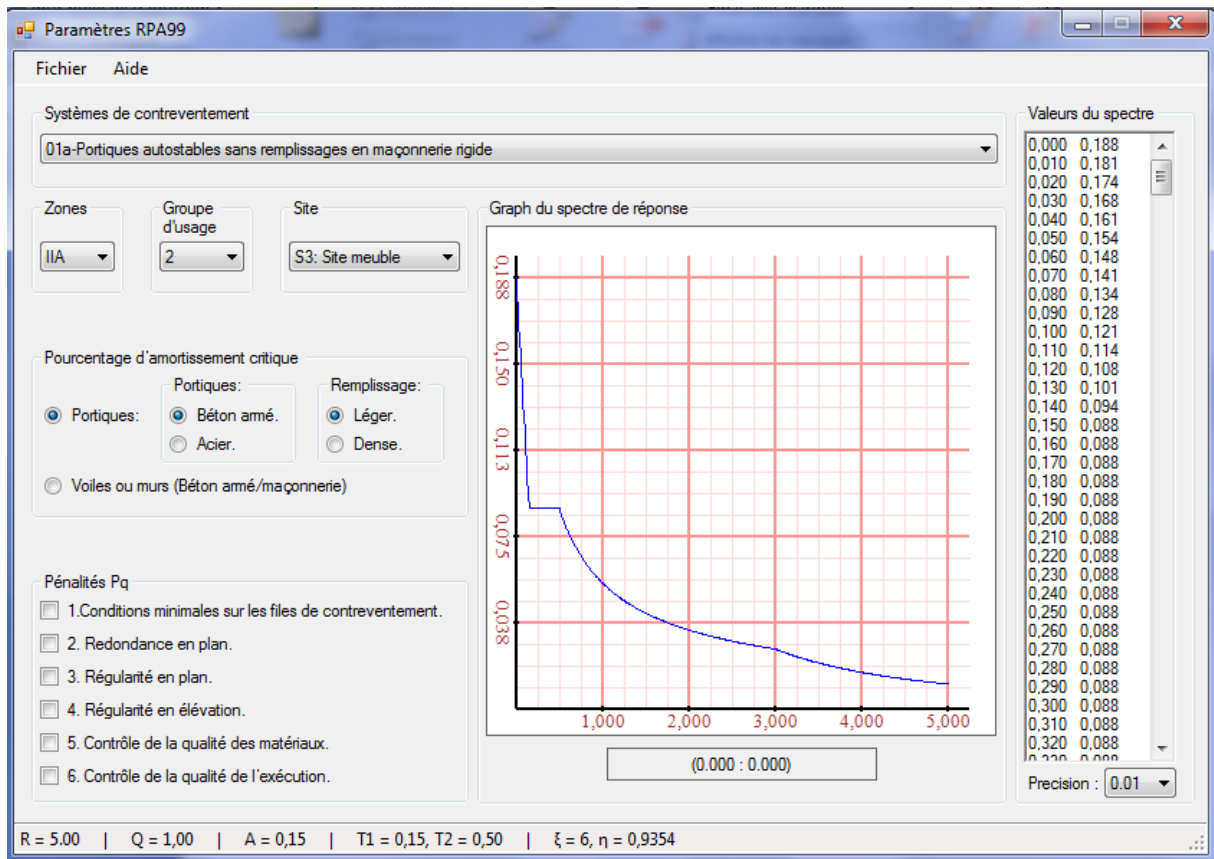
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement : mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.15.

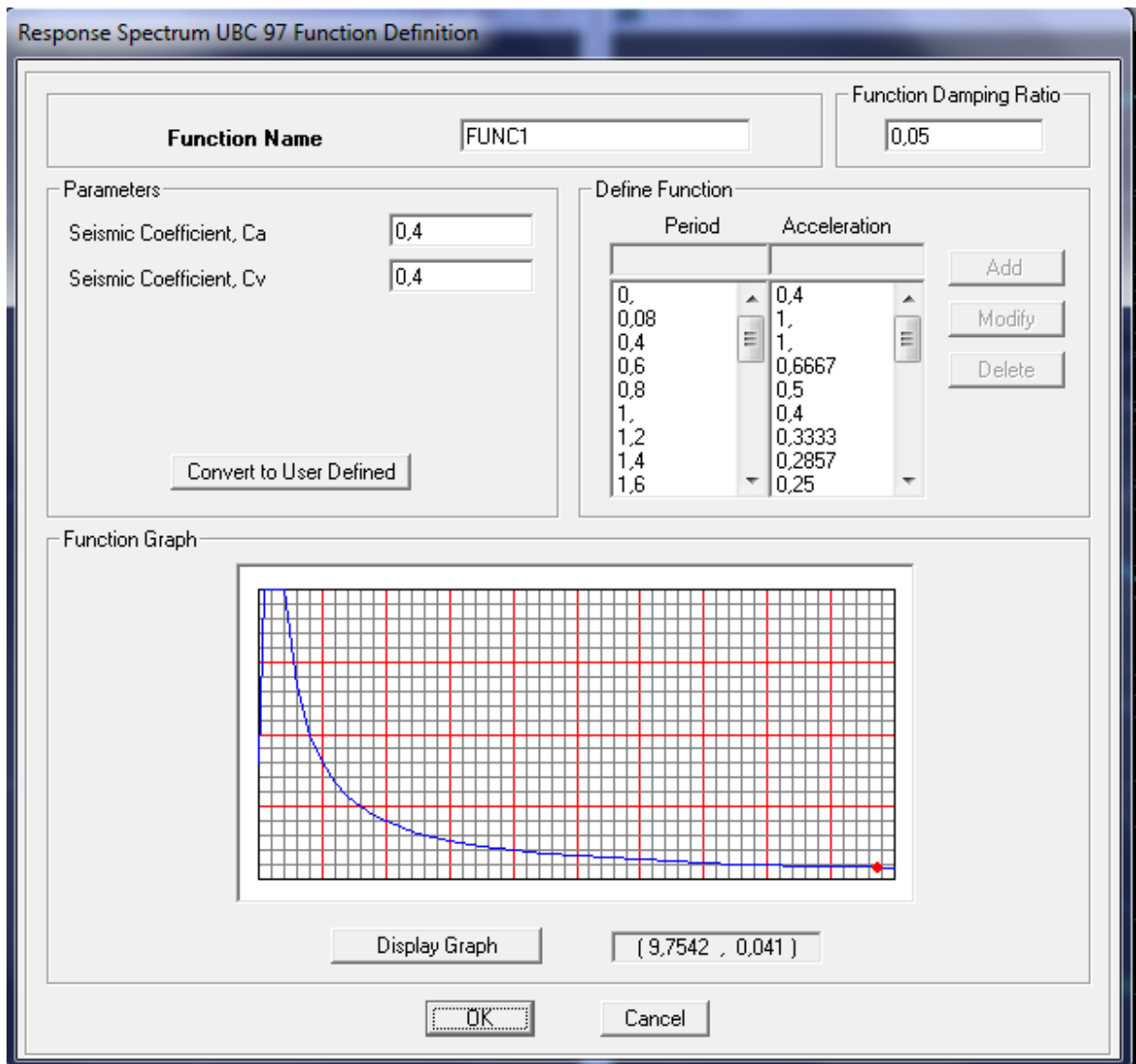
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

-Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet *Text*.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**

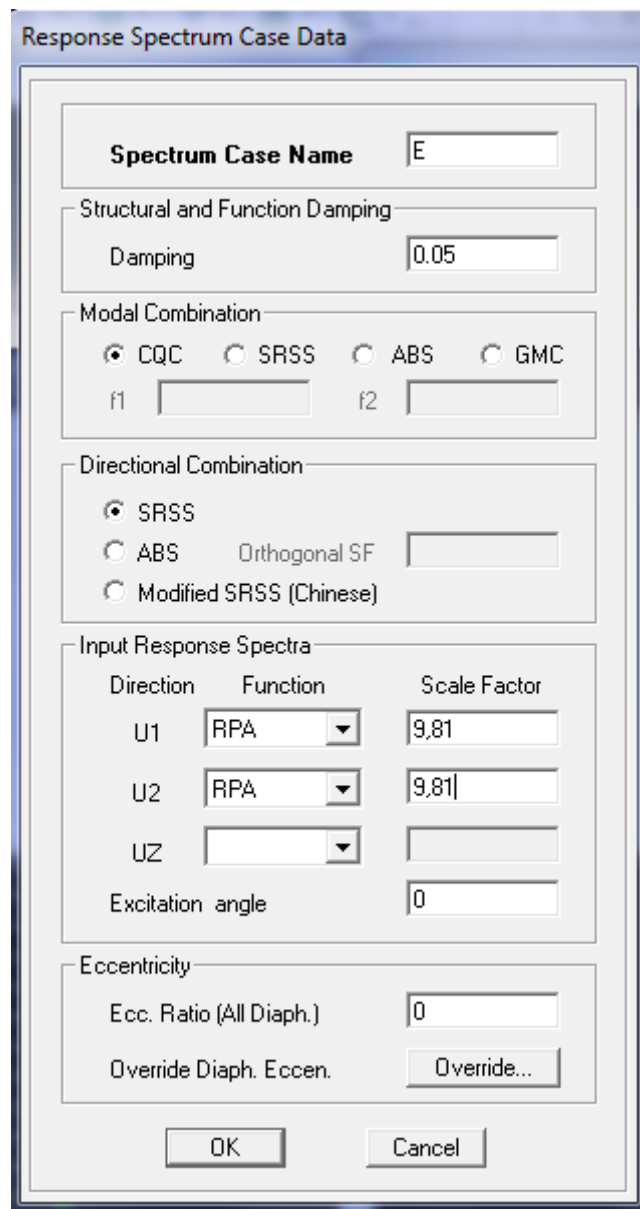


Function Name (nom du spectre): RPA.

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**

Dans la partie Input **response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



IV-3-5 cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur

Assign → *Frame/line* → *loads Distributed.*

The screenshot shows the 'Frame Distributed Loads' dialog box with the following settings:

- Load Case Name:** LIVE
- Units:** Ton-m
- Load Type and Direction:** Forces (selected), Direction: Gravity
- Options:** Replace Existing Loads (selected)
- Trapezoidal Loads:**

	1	2	3	4
Distance	.0	.25	.75	.1
Load	0.	0.	0.	0.
- Uniform Load:** Load: 1.5

Dans la case *Load Case Name* on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case *Load*.

IV-3-6 sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

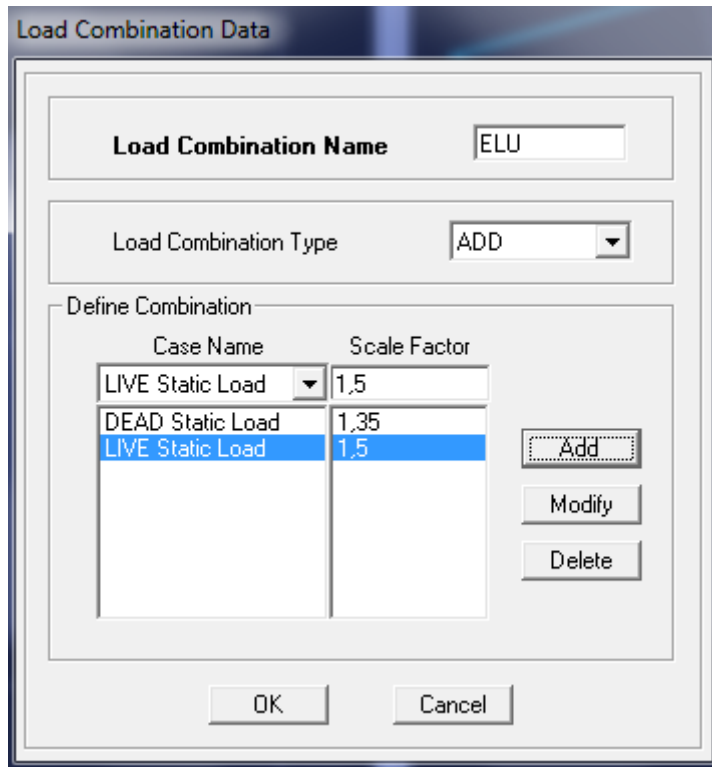
Combinaisons accidentelles du RPA :

$G+Q\pm E$: appelée dans le fichier de données GQE.

$0.8G\pm E$: appelées dans le fichier de données 0.8GE.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → *load Combinations* → *Add New Combo*.



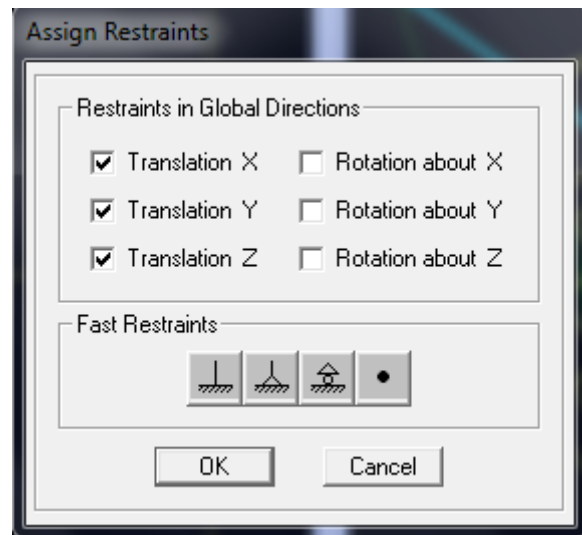
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV-3-7 Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :



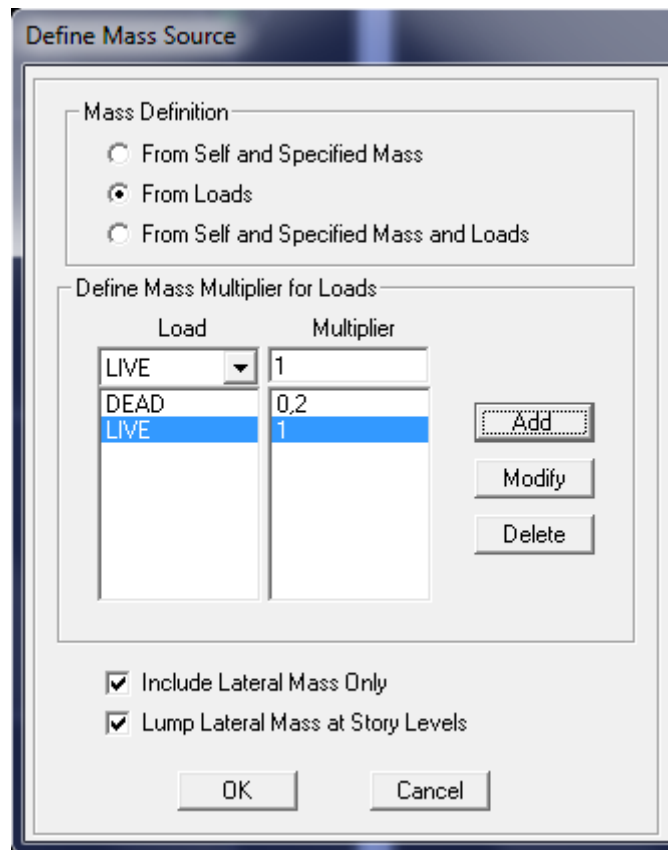


Mass- Source

Define → *Mass source*

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 I pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

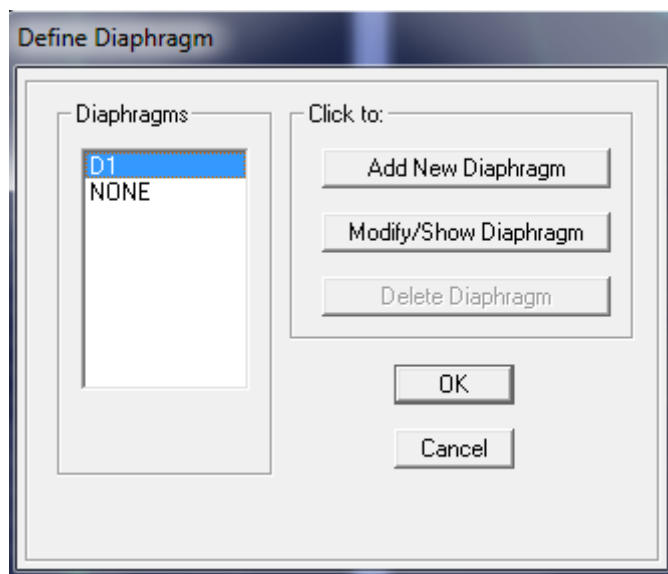


Diaphragme :

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 nœuds 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.

IV-3-8 Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

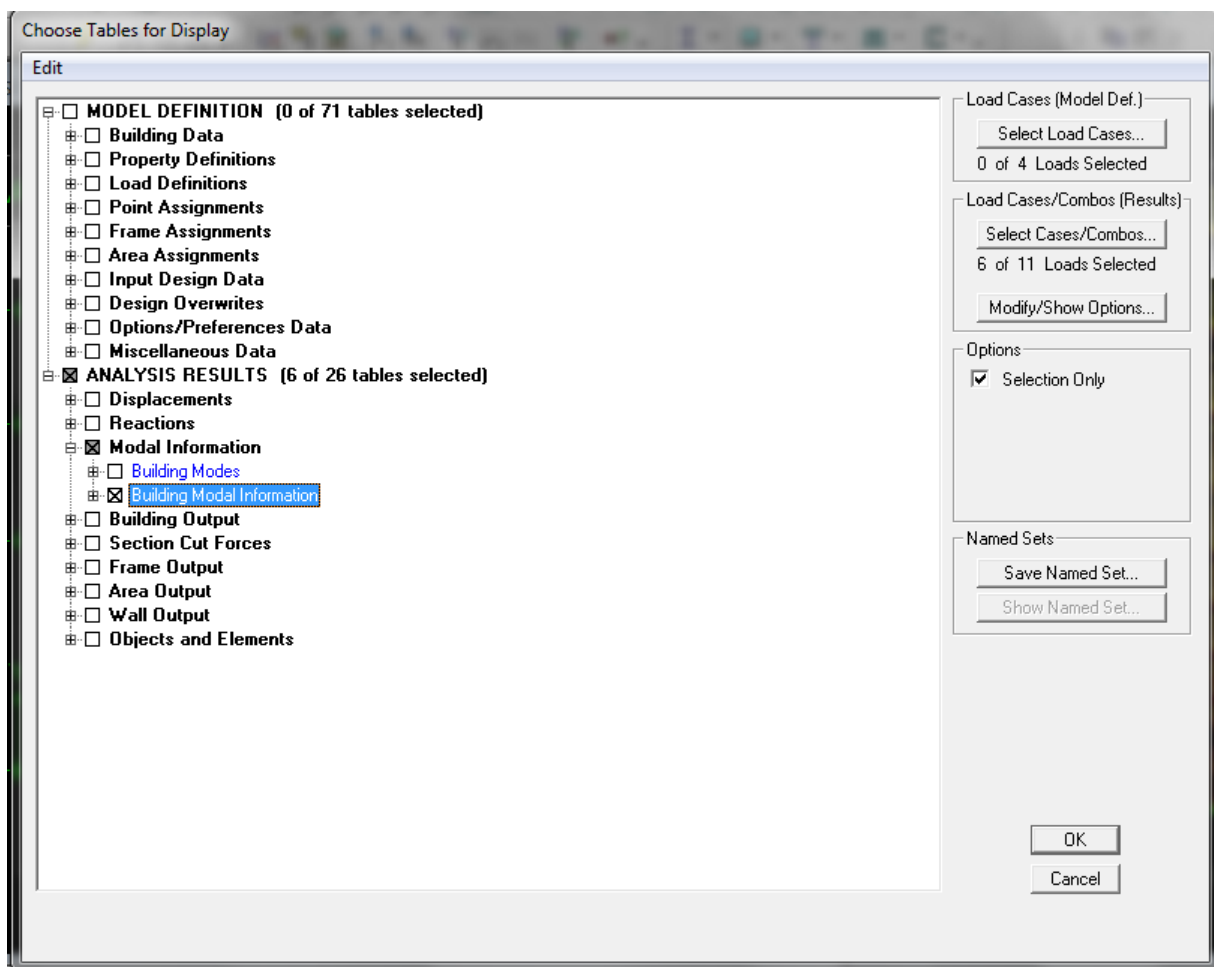
Lancement de l'analyse

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 clique sur *Modal Information* et on Sélectionne la combinaison « *Modal* »



Déformée de la structure

On appuie sur l'icône Show  *Deformed Shap* 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 la valeur 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 « *Diplacements* ».

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**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur *show Story Reponse plots*

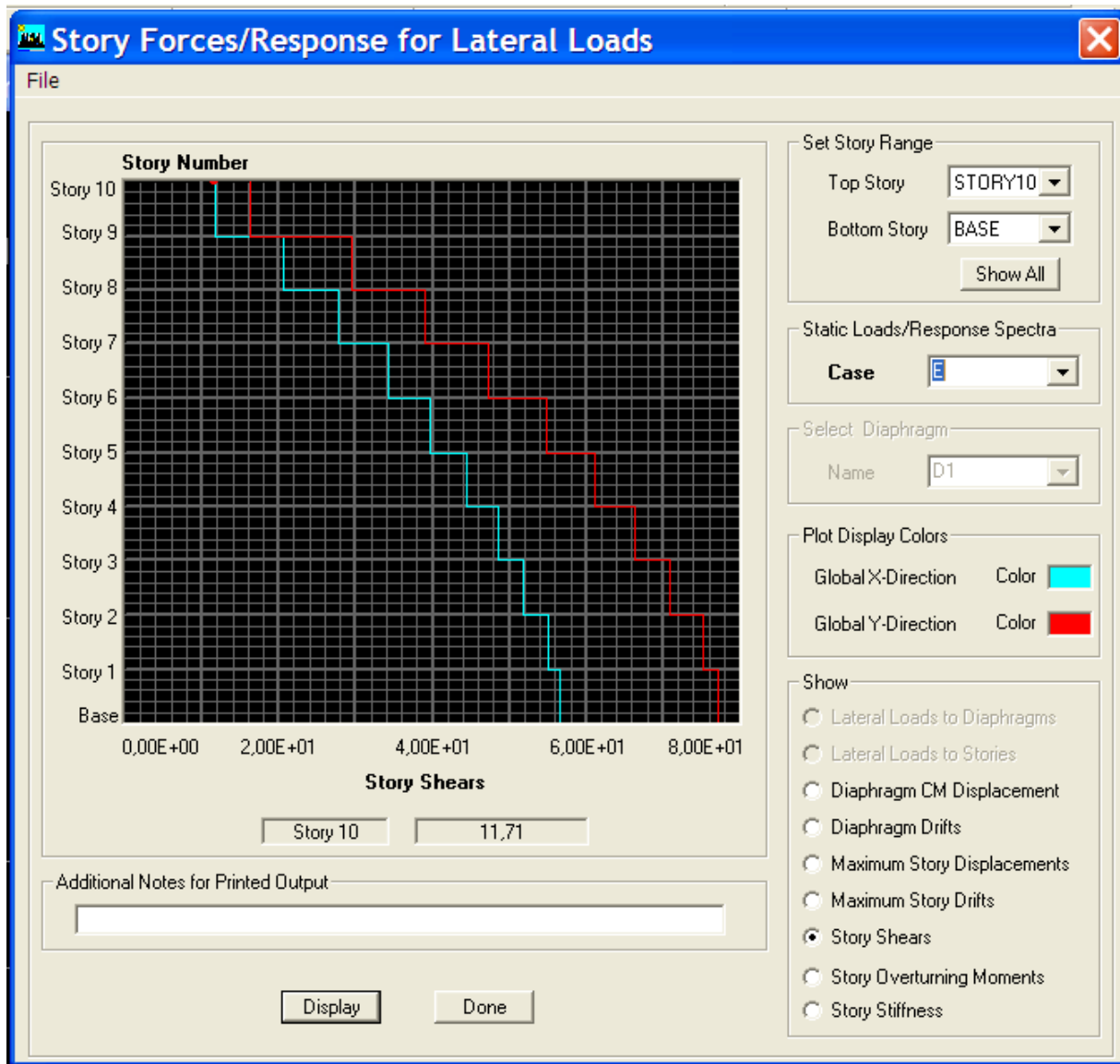
On coche *Story shears* ensuite on sélectionne *le séisme E*.

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.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2	4,08
End Point	40	4,08

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,9495	2,5142	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	56,5986	77,2115	1,563E-04	56,5986	77,2115	0,1021
Moment	1707,9868	1246,9623	132,3469	1708,1089	1245,3415	132,3469

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2	4,08
End Point	40	4,08

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,9495	2,5142	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	50,3485	75,6248	40,0149	50,3485	75,6248	39,9172
Moment	903,9037	1105,8221	128,5793	904,0275	1104,2177	128,5793

Close Refresh

VI-2 Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003

1-Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires, ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant les roches de l'écorce terrestre et en fonction de leurs intensités, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel pendant la conception des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations dues au séisme, c'est pourquoi la structure doit être conçue et construite conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à offrir un degré de protection acceptable, ainsi que de vérifier la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

2- Choix de la méthode

Pour le calcul et la justification des bâtiments courants, le règlement parasismique Algérien (RPA) nous propose deux méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Vu que la méthode spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle ci.

➤ Régularité de la structure

a) Régularité géométrique en plan

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sum l_i}{L} &\leq 0.25 \Rightarrow \frac{4.00}{13.5} = 0.29 > 0.25 \text{ pas vérifiée (y'a le décrochement)} \\ \frac{L}{l} &\leq 4 \Rightarrow \frac{13.50}{10.05} = 1.34 < 4 \text{ vérifiée.} \\ \frac{S_{\text{ouvertures}}}{S_{\text{totale}}} &\leq 0.15; \text{ cage d'escalier } \frac{7.75}{135.67} = 0.057 < 0.15 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \Rightarrow \text{Régularité géométrique} \\ \text{en plan non satisfaite} \end{array}$$

Avec l_i : Longueur des décrochements.

L : Longueur du bâtiment.

b) Régularité structurelle en plan

$$|X_{CR} - X_{CM}| \leq 0.15L$$

$$|Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 0.15l$$

NIVEAU	XCM	YCM	XCR	YCR	XCR-XCM	YCR-YCR
1	6,56	3,789	6,704	6,074	0,144	2,285
2	6,66	3,422	6,945	6,03	0,285	2,208
3	6,609	3,521	7,085	5,681	0,476	2,16
4	6,639	3,544	7,211	5,348	0,572	1,804
5	6,639	3,544	7,323	5,058	0,684	1,514
6	6,639	3,544	7,422	4,808	0,783	1,06
7	6,629	3,537	7,509	4,597	0,88	1,06
8	6,63	3,478	7,584	4,426	0,954	0,948
9	6,62	3,53	7,648	4,29	1,028	0,769
10	6,892	3,626	7,697	4,191	0,805	0,565

$$\left. \begin{array}{l} |X_{CR} - X_{CM}| \leq 0.15L = 0,15 \times 13,5 = 2,025 \\ |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 0.15l = 0,15 \times 10,05 = 1,507 \end{array} \right\} \text{ Régularité structurelle en plan satisfaite}$$

3-Conditions primaires :

a- Masse modale participante :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).

Pour notre structure, nous aurons cette vérification satisfaite au mode 9 ; les résultats sont donnés au tableau ci-dessous

Modes	Modes Période T (S)	Masse effective en% suivant l'axe (x)	Masse effective en % suivant l'axe(y)	Masse cumulée (x)	Masse cumulée (y)
1	0,924558	73,5689		73,5689	
2	0,521015	0,1796	64,4944	73,7484	64,723
3	0,408251	0,097	6,3737	73,8454	71,0967
4	0,252159	14,6173	0,0339	88,4627	71,1306
5	0,125146	0,0349	16,5205	88,4977	87,6512
6	0,114111	4,752	0,1335	93,2496	87,7846
7	0,101626	0,4114	0,5861	93,661	88,3707
8	0,065156	2,3855	0,0006	96,0465	88,3713
9	0,053623	0,0009	5,4439	96,0474	93,8152

b- Résultante des forces sismique à la base

Si $V_{MMS} < 0.8V_{MSE} \Rightarrow$ paramètre de la réponse $x0,8 \frac{V_{MSE}}{V_{MMS}}$

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W$$

V_{MMS} : Effort tranchant à la base donné par la M.M.S

V_{MSE} : Effort tranchant à la base donné par la M.S.E.

A : coefficient d'accélération de la zone (tab 4-1 RPA99).

D : facteur d'amplification dynamique (figure 4-1).

Q : facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{q=1}^9 P_q$ avec : coefficient de pénalité (tab 4-4).

R : coefficient de comportement globale de la structure (tab 4-3).

W : poids total de la structure avec : $W = \sum_{i=1}^n (wG_i + BWQ_i)WG_i$

WG_i = poids des charges permanentes.

WQ_i = poids des charge d'exploitation.

B: Coefficient de pondération (tab 4-5).

A = 0.15 (zone II et groupe d'usage a).

R = 5 (mixte portique // voile avec interaction).

$$Q=1 + \sum_{q=1}^9 P_q$$

$$P_q: 0,05 + 0,1 = 0,15$$

$$Q=1,15$$

W : Poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique.

$$D = \begin{cases} 2,5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n(T_2|T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2,5n(T_2|3)^{\frac{2}{3}} (3|T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3S \end{cases}$$

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement, du type de remplissage.

$C_T = 0.05$ (tab-6 page 45 RPA 99 modifié 2003).

h_N : Hauteur

$$h_N = 29,56 \text{ m}$$

$$T = 0,63S.$$

$$T_2 = 0.5 \text{ (RPA 99 page 38).}$$

$$T_2 \leq T \leq 3S$$

$$\text{Donc : } D = 2,5n(T_2|T)^{\frac{2}{3}}$$

n : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$\xi = 10\%$ Tab 4 – 2 page 38 RPA 99

$$n = 0.76 > 0.7.$$

$$D = 1.63$$

W : poids total du bâtiment.

$$W_x = 1520.9 \text{ t}$$

$$W_y = 1520.9 \text{ t}$$

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} \times W$$

	V_{MMS} (t)	V_{MSE} (t)	$0,8V_{MSE}$ (t)	observation
Séisme sens x-x	87.65	74.58	59.66	Condition satisfaite
Séisme sens y-y	88.24	88.24	70.59	Condition satisfaite

c-Justification vis-à-vis des déformations

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage ; les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

$$d_{i+1} - d_i < 1\% h$$

d_i : Déplacement d'étage i.

d_{i+1} : Déplacement d'étage i+1.

h : hauteur d'étage

R : Coefficient de comportement globale de la structure (voile avec interaction)

niveau	$\frac{dx_{i+1} - dx_i}{h}$	$\frac{dx_{i+1} - dx_i}{h} \times R$	$\frac{dy_{i+1} - dy_i}{h}$	$\frac{dy_{i+1} - dy_i}{h} \times R$
1	0,000637	0,00318	0,000196	0,00098
2	0,000588	0,00294	0,000171	0,00085
3	0,000764	0,00382	0,000264	0,00132
4	0,000882	0,00441	0,000294	0,00147
5	0,000849	0,00424	0,000294	0,00147
6	0,000816	0,00408	0,000294	0,00147
7	0,000751	0,00375	0,000326	0,00163
8	0,000718	0,00359	0,000294	0,00147
9	0,000621	0,00311	0,000294	0,00147
10	0,007516	0,03758	0,002091	0,01045

$\frac{dx_{i+1} - dx_i}{h} \times R \leq 1\% \Rightarrow$ Les déplacements inter – étage sont vérifiés.

d-Vérifications de l’effet P-Delta

$\theta_k = \frac{P_k d_k}{V_k h_k} \quad \theta_k \leq 0,1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé.

$0.1 < \theta_k < 0.2 \Rightarrow$ amplifiant les effets de $1/1 - \theta_k$

$\theta_k > 0.2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.0

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation de la charge associées au dessus du niveau «K».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau «K-1».

V_K : Effort tranchant d’étage au niveau «K».

h_K : Hauteur de l’étage «K».

Sens xx

Niveau	h_k (m)	Δ_k (m)	V_k (ton)	P_k cumulé	θ facteur d'instabilité
1	4,08	0,002328	74.58	152,0931	0.0011
2	4,08	0,002205	72.75	135,3742	0.0010
3	3,40	0,002794	69.07	118,5897	0.0014
4	3,06	0,003104	64.44	104,1603	0.0016
5	3,06	0,003104	58.64	88,9202	0.0015
6	3,06	0,002777	51.56	72,7703	0.0012
7	3,06	0,002777	43.54	58,1085	0.0012
8	3,06	0,002614	34.10	43,0878	0.0011
9	3,06	0,002287	23,73	28,505	0.00089
10	3,06	0,027124	11.98	13,6856	0.0101

Sens y-y

Niveau	$h_k(m)$	$\Delta_x (m)$	$V_k(ton)$	P_k cumulé	θ facteur d'instabilité
1	4,08	0,000857	88.24	152,0931	0,000362
2	4,08	0,000857	86.41	135,3742	0,000329
3	3,40	0,001323	82.01	118,5897	0,000562
4	3,06	0,001307	77.04	104,1603	0,000577
5	3,06	0,001633	71.18	88,9202	0,000666
6	3,06	0,001471	63.79	72,7703	0,000548
7	3,06	0,001471	55.16	58,1085	0,000506
8	3,06	0,001307	45.05	43,0878	0,000408
9	3,06	0,001307	33.53	28,505	0,000363
10	3,06	0,012745	18.41	13,6856	0,00309

$\theta \leq 0.1 \Rightarrow$ l'effet P-Delta peut être négligé

e-Vérification de la stabilité du bâtiment au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

M : moment de renversement sous charge E.

N : ensemble des charges gravitaires

$$W_X = 1520,931 \text{ t}$$

$$W_Y = 1520,931 \text{ t}$$

$$M_X = 14442,08 \text{ t.m}$$

$$M_y = 10477,56 \text{ t.m}$$

$$e_x = \frac{M_Y}{N_X} = \frac{1945.211}{1520.931} = 1.28 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.5\text{m} \Rightarrow \text{Condition satisfaite.}$$

$$e_y = \frac{M_X}{N_Y} = \frac{1997.051}{1520.931} = 1.31\text{m} < \frac{13.50}{4} = 3.37\text{m} \Rightarrow \text{Condition satisfaite.}$$

Justification de l'interaction portiques voiles

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option « **Section Cut** », voir tableau ci-après

Sens xx

NIVEAU	Effort tranchant, par niveau, repris par :		Pourcentage d'effort tranchant, par niveau, repris par :	
	PORTIQUE	VOILE (ton)	portique(%)	VOILE(%)
1	22,87	77,65	11,08	89,19
2	16,48	91,76	19,82	78,23
3	22,21	43,59	25,89	66,86
4	23,56	27,77	27,22	59,66
5	23,7	38,54	25,92	45,21
6	22,7	32,43	27,75	36,26
7	22,72	25	25,74	36,26
8	20,65	22,56	16,71	33,71
9	15,66	14,98	15,54	22,68
10	14,8	15,36	17,25	9,24

Sens YY

NIVEAU	Effort tranchant, par niveau, repris par :		Pourcentage d'effort tranchant, par niveau, repris par :	
	PORTIQUE	VOILE(ton)	portique(%)	VOILE(%)
1	1,19	108,55	2,12	97,93
2	2,23	104,4	2,97	95,04
3	3,03	93,41	3,7	89,3
4	3,19	86,21	3,8	83,63
5	3,19	78,53	3,68	77,1
6	3,04	69,72	3,5	68,97
7	3,07	59,81	3,33	59,32
8	3,04	49,66	2,03	49,12
9	2,25	36,75	1,8	36,33
10	1,96	24,63	1,84	19,23

Conclusion

Étant donné que les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas reprises en totalité par les voiles, le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portiques-voiles.

CHAPITRE V

FERAILLAGE

DES POUTRES

VI-1- Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G + Q$ à l'ELS
- $G+Q\pm E$RPA99 révisé 2003
- $0.8G\pm E$RPA99révisé 2003

✓ **Recommandation de RPA pour le ferraillage des poutres**

➤ **Armatures longitudinales**

❖ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

-Poutres principales de (30x35) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires 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 (30x35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

-Poutres secondaires de (30x35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **II**.

➤ **Armatures transversales**

❖ La quantité minimal des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

❖ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversal.

Tableau I : Différentes sollicitations

• Poutres principales

Niveau	Effort	ELU	G+Q ±E	0.8G ±E	ELS
Sous sol	M_-	3.717	4.37	4.068	3.717
	M_+	2.187	1.646	3.483	2.187
	V_2	6.63	4.29	4.76	6.63
RDC	M_-	4.538	5.941	5.884	3.26
	M_+	2.101	5.533	5.59	1.508
	V_2	6.67	7.63	6.79	4.86
Etage 1	M_-	4.588	6.697	6.722	3.296
	M_+	2.089	6.636	6.611	1.499
	V_2	6.95	8.78	7.85	4.99
Etage2	M_-	3.935	6.925	7.099	2.841
	M_+	1.789	7.351	7.176	1.297
	V_2	6.26	9.30	8.44	4.53
Etage3	M_-	4.078	6.907	7.148	2.942
	M_+	1.769	1.448	7.35	1.283
	V_2	6.35	3.33	8.64	4.59
Etage4	M_-	4.18	6.879	6.947	3.014
	M_+	1.759	7.532	7.24	1.275
	V_2	6.42	9.54	8.55	4.64
Etage5	M_-	4.272	6.707	6.547	3.077
	M_+	1.766	7.313	6.953	1.28
	V_2	6.48	9.33	8.28	9.33
Etage6	M_-	4.408	6.665	6.051	3.174
	M_+	1.773	6.964	6.54	1.286
	V_2	6.58	9.01	7.89	4.76
Etage7	M_-	4.47	6.361	5.665	3.258
	M_+	1.771	6.579	6.111	1.284
	V_2	6.61	8.64	7.48	4.77
Etage8	M_-	4.265	5.966	5.294	3.082
	M_+	1.70	6.157	5.649	1.235
	V_2	6.35	8.07	7.00	4.61

• Poutres secondaires loin de voile

Niveau	effort	ELU	G+Q ±E	0.8G ±E	ELS
Sous soul	M_-	1.381	2.89	2.671	0.997
	M_+	1.144	1.809	2.022	0.825
	V_2	2.66	3.12	2.56	1.92
RDC	M_-	1.457	3.851	3.649	1.504
	M_+	1.114	2.882	3.084	0.804
	V_2	2.75	4.04	3.44	1.99
Etage 1	M_-	1.664	4.52	4.286	1.205
	M_+	1.133	3.414	3.648	0.817
	V_2	2.88	4.48	3.80	2.08
Etage2	M_-	1.776	4.788	4.609	1.29
	M_+	1.111	3.783	3.963	0.807
	V_2	2.74	4.66	4.02	1.99
Etage3	M_-	1.962	4.90	4.714	1.427
	M_+	1.359	3.885	4.071	0.988
	V_2	2.97	4.74	4.13	2.16
Etage4	M_-	2.181	4.887	4.701	1.588
	M_+	1.575	3.888	4.074	1.146
	V_2	3.18	4.75	4.15	2.31
Etage5	M_-	2.228	4.464	4.271	1.622
	M_+	1.65	3.447	3.619	1.201
	V_2	3.23	4.42	3.84	2.35
Etage6	M_-	2.311	4.041	3.818	1.683
	M_+	1.732	3.068	3.119	1.261
	V_2	3.30	4.02	3.48	2.40
Etage7	M_-	2.658	4.007	3.78	1.936
	M_+	2.013	3.105	3.151	1.466
	V_2	3.59	4.11	3.48	2.62
Etage8	M_-	1.871	2.922	2.703	1.366
	M_+	1.375	2.396	2.391	1.003
	V_2	2.88	3.24	2.80	2.10

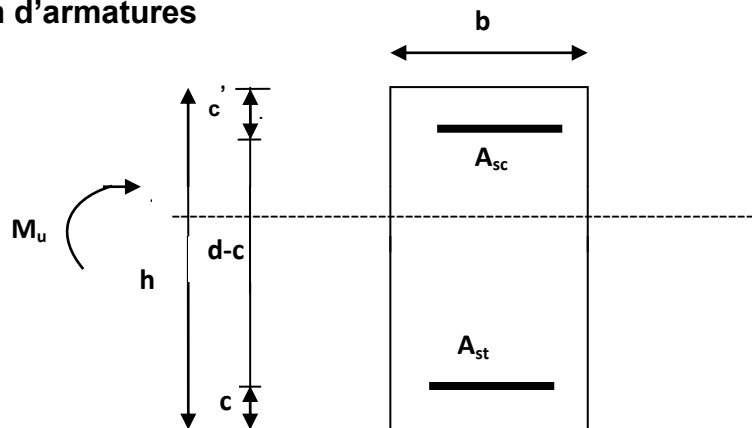
• Poutres secondaires proche de voile

Niveau	effort	ELU	G+Q ±E	0.8G ±E	ELS
1	M_-	1.947	8.083	7.923	0.715
	M_+	1.063	7.115	7.275	0.45
	V_2	2.83	10.08	9.89	1.59
RDC	M_-	1.328	10.101	9.895	0.961
	M_+	0.623	8.801	9.013	0.451
	V_2	2.32	12.62	12.18	1.62
Etage 1	M_-	1.728	10.46	10.174	1.253
	M_+	0.744	8.554	8.845	0.54
	V_2	2.70	12.91	12.36	1.95
Etage2	M_-	2.005	10.22	9.904	1.459
	M_+	0.975	7.937	8.254	0.709
	V_2	2.84	12.53	11.99	2.07
Etage3	M_-	2.275	9.588	9.232	1.654
	M_+	1.165	6.959	7.355	0.847
	V_2	3.09	11.72	11.14	2.25
Etage4	M_-	2.481	8.698	8.346	1.807
	M_+	1.32	5.889	6.241	0.961
	V_2	3.29	10.67	10.08	2.40
Etage5	M_-	2.597	7.484	7.138	1.892
	M_+	1.352	5.056	5.14	0.985
	V_2	3.38	8.92	8.36	2.46
Etage6	M_-	2.798	6.452	6.047	2.039
	M_+	1.526	4.479	4.552	1.111
	V_2	3.57	7.17	6.61	2.60
Etage7	M_-	2.938	6.029	5.703	2.147
	M_+	1.573	4.253	4.37	1.147
	V_2	3.67	6.19	5.60	2.67
Etage8	M_-	2.732	5.18	4.824	1.994
	M_+	1.295	2.94	3.296	0.994
	V_2	3.36	4.82	4.08	2.45

VI-1-1-Etape de calcul

A- Calcul des armatures longitudinales

A.1 Calcul de la section d'armatures



Avec :

M_u : moment de flexion à l'E.L.U.

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

$A_{s'}$: section d'armatures comprimées.

A_s : section d'armatures tendues.

✓ **Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée ($A_{s'} = 0$)

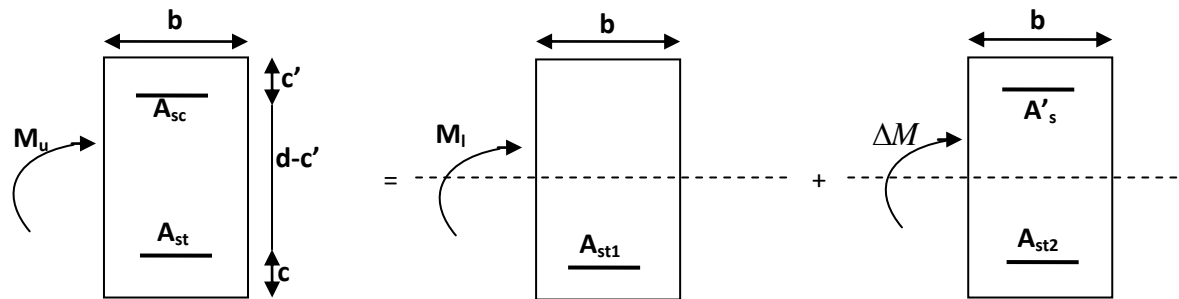
$\mu_b \leq \mu_1 = 0,392$ pour les aciers FeE400.

La section d'armatures tendue est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392$$



On calcule :

$$M_{fi} = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{fi} \quad \text{avec : } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_s}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Remarque : le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

ZONE 1 : sous sol et RDC

ZONE 2 : 1^{ème} au 5^{ème} étage

ZONE 3 : 6^{ème} au 8^{ème} étage

Tableau IV-1 : Ferrailage des poutres transversales

Zone	travée	M_u (ton.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
	appuis							
1	travée	2.187	0.047	SSA	0.975	1.95	5.25	3HA16 = 6.03
	Appuis sup	5.941	0.128	SSA	0.931	5.55		3HA14+2HA12=6.88
	Appuis inf	5.590	0.120	SSA	0.936	5.20		3HA16=6.03
2	travée	2.089	0.045	SSA	0.976	1.86	5.25	3HA14= 4.62
	Appuis sup	7.532	0.162	SSA	0.911	7.19		3HA16+3HA14=10.65
	Appuis inf	7.532	0.162	SSA	0.911	7.19		3HA14=4.62
3	travée	1.773	0.038	SSA	0.981	1.57	5.25	3HA14= 4.62
	appuis sup	6.964	0.150	SSA	0.918	6.60		3HA16+3HA14=10.65
	Appuis inf	6.964	0.150	SSA	0.918	6.60		3HA14=4.62

Tableau-IV-2 : ferraillage des poutres secondaires loin des voiles

Zone	travée	M_u (ton.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
	appuis							
1	travée	1.144	0.024	SSA	0.988	1.01	5.25	3HA14 = 4.62
	Appuis sup	3.851	0.083	SSA	0.957	3.50		3HA16=6.03
	Appuis inf	3.084	0.066	SSA	0.966	2.78		3HA14 = 4.62
2	travée	1.650	0.035	SSA	0.983	1.46	5.25	3HA14 = 4.62
	Appuis sup	4.90	0.105	SSA	0.944	4.51		3HA16=6.03
	Appuis inf	4.074	0.088	SSA	0.954	3.32		3HA14= 4.62
3	travée	2.013	0.043	SSA	0.978	1.79	5.25	3HA14 = 4.62
	appuis sup	4.041	0.087	SSA	0.955	3.68		3HA16=6.03
	Appuis inf	3.151	0.068	SSA	0.965	2.84		3HA14= 4.62

Tableau-IV-3 : ferrailage des poutres secondaires proche des voiles

Zone	travée	M_u (ton.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
	appuis							
1	travée	1.063	0.023	SSA	0.988	0.94	5.25	3HA14 = 4.62
	Appuis sup	10.101	0.218	SSA	0.876	10.04		3HA16+3HA14=10.65
	Appuis inf	9.013	0.194	SSA	0.891	8.80		3HA16+3HA14=10.65
2	travée	1.352	0.029	SSA	0.985	1.19	5.25	3HA14 = 4.62
	Appuis sup	10.46	0.225	SSA	0.870	10.47		3HA14+3HA14=10.65
	Appuis inf	8.845	0.190	SSA	0.894	8.61		3HA16+3HA14=10.65
3	travée	1.573	0.034	SSA	0.983	1.39	5.25	3HA14 = 4.62
	appuis sup	6.452	0.140	SSA	0.924	8.01		3HA16+3HA14=10.65
	Appuis inf	4.552	0.098	SSA	0.948	7.56		3HA16+3HA14=10.65

A-2- Vérifications**• A l'ELU****A-2-1-Condition de non fragilité du béton (article B.6.4 BAEL91)**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2 \text{ (poutres principales).} \\ A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2 \text{ (poutres secondaires).} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité du béton est vérifiée.

A-2-2-Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \bar{T} = \frac{0.9 x b x d x f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BAEL91. art A. 5. 1. 32)}$$

$$\text{-Poutres principales : } T_u = 69.5 \text{KN} < \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{KN}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } T_u = 36.7 \text{KN} < \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{KN}$$

A-2.3-Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis**- Contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence des aciers dans le béton est :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$. ($\Psi_s = 1.5$ coefficient de scellement).

$\bar{\tau}_{se}$: La contrainte limite d'adhérence des barres.

$$\sum U_i = \pi n \emptyset \text{ (Périmètre des aciers).}$$

$$\sum U_i = (3 \pi 1.2) = 11.31 \text{ cm.}$$

$$\tau_{su} = \frac{69.5 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.1} = 2.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$$

A-2-4- Ancrage des aciers

a- Condition d'équilibre

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_e = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

b-Calcul de la longueur de scellement droit des barres

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4x\bar{\tau}_e} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_e = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

-Pour $\phi 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$

-Pour $\phi 14$: $L_s = 56.43 \text{ cm}$

-Pour $\phi 16$: $L_s = 49.38 \text{ cm}$.

Les règles du (**BAEL 91 Art. A.6.1**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à $0.4 L_s$ pour les aciers H.A.

-Pour $\phi 12$: $L_a = 16.92 \text{ cm}$.

-Pour $\phi 14$: $L_a = 19.75 \text{ cm}$.

-Pour $\phi 16$: $L_a = 22.57 \text{ cm}$.

A .2.5- Vérification de la contrainte tangentielle

Pour justifier les armatures transversales droites on doit vérifier :

$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} < \bar{\tau}_u$ avec $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3.25 \text{ MPa}$ (Fissuration non préjudiciable).

Pour les poutres transversales $\tau_u = \frac{T_u}{bxd} = \frac{69.5 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.70 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ (vérifiée).

Pour les poutres longitudinales $\tau_u = \frac{T_u}{bxd} = \frac{36.7 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.37 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ (vérifiée).

A-2-6- Calcul des armatures transversales**a) poutres principales**

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{19}; \frac{h}{35}; \phi_t \right\} = \min \{15.78; 10; 12 \} =$$

ϕ_t : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• Calcul des espacements**➤ zone nodale (appui):**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}$$

$$S_t \leq \min \{8.75; 9.60 \}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ Zone courante (travée): $S'_t \leq \frac{h}{2}$ donc $S'_t \leq 17.5 \text{ cm}$

Soit : $S'_t = 15 \text{ cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2.h$$

h : hauteur de la poutre.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ pour les principales

A-2-7-Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 \text{ pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S'_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ pour les poutres principales.}$$

$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 0.72$condition vérifiée.

$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 1.35$condition vérifiée.

• A l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

✓ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

✓ Etat limite de résistance du béton en compression

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

σ_{st} : La contrainte dans l'acier

On calcule $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Les contraintes sont en (MPa)

Tableau IV-4: vérification du ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Zones	M_s (t.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Zone I	3.258	6.88	0.684	0.879	26.32	165.66	6.29	15	ok
Zone II	3.296	10.65	0.809	0.871	23.76	143.16	6.02	15	ok
Zone III	3.717	10.65	0.684	0.879	26.32	188.99	7.18	15	ok

Tableau IV-5: vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Zones	M_s (t.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Zone I	2.187	6.03	0.342	0.909	39.95	215.06	5.38	15	ok
Zone II	1.499	4.62	0.342	0.909	39.95	147.40	3.69	15	ok
Zone III	1.286	4.62	0.342	0.909	39.95	126.46	3.16	15	ok

Tableau IV-6: vérification du ferrailage des poutres secondaires loin des voiles à l'ELS**a) Aux appuis**

Zones	M_s (t.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Zone I	1.504	6.03	0.342	0.909	39.95	147.90	3.70	15	ok
Zone II	1.622	6.03	0.342	0.909	39.95	159.50	3.99	15	ok
Zone III	1.936	6.03	0.342	0.909	39.95	190.38	4.76	15	ok

b) En travée

Zones	M_s (t.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Zone I	0.825	4.62	0.342	0.909	39.95	81.13	2.03	15	ok
Zone II	1.261	4.62	0.342	0.909	39.95	124.00	3.10	15	ok
Zone III	1.466	4.62	0.342	0.909	39.95	144.16	3.60	15	ok

Tableau IV-7: vérification du ferrailage des poutres secondaires proches des voiles à l'ELS**a) Aux appuis**

Zones	M_s (t.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Zone I	0.961	10.65	0.926	0.864	21.76	36.75	1.69	15	ok
Zone II	1.892	10.65	0.926	0.864	21.76	72.36	3.32	15	ok
Zone III	2.147	10.65	0.926	0.864	21.76	82.11	3.77	15	ok

b) En travée

Zones	M_s (t.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Zone I	0.451	4.62	0.342	0.909	39.95	44.35	1.11	15	ok
Zone II	0.985	4.62	0.342	0.909	39.95	96.86	2.42	15	ok
Zone III	1.147	4.62	0.342	0.909	39.95	112.79	2.82	15	ok

✓ Etat limite de déformation de la flèche

Sens (xx) :

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est : $f = 0.026 \text{ cm}$

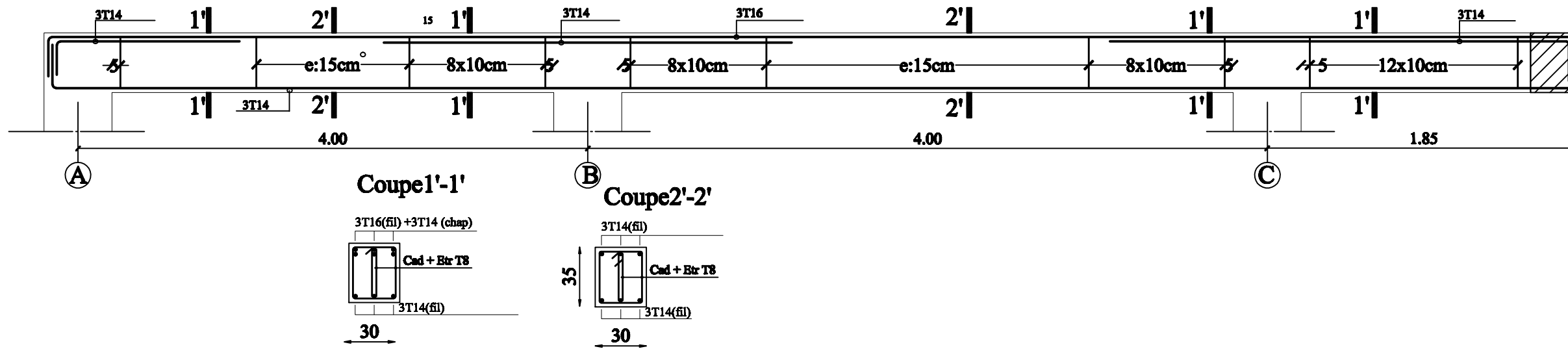
Sens (yy) :

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

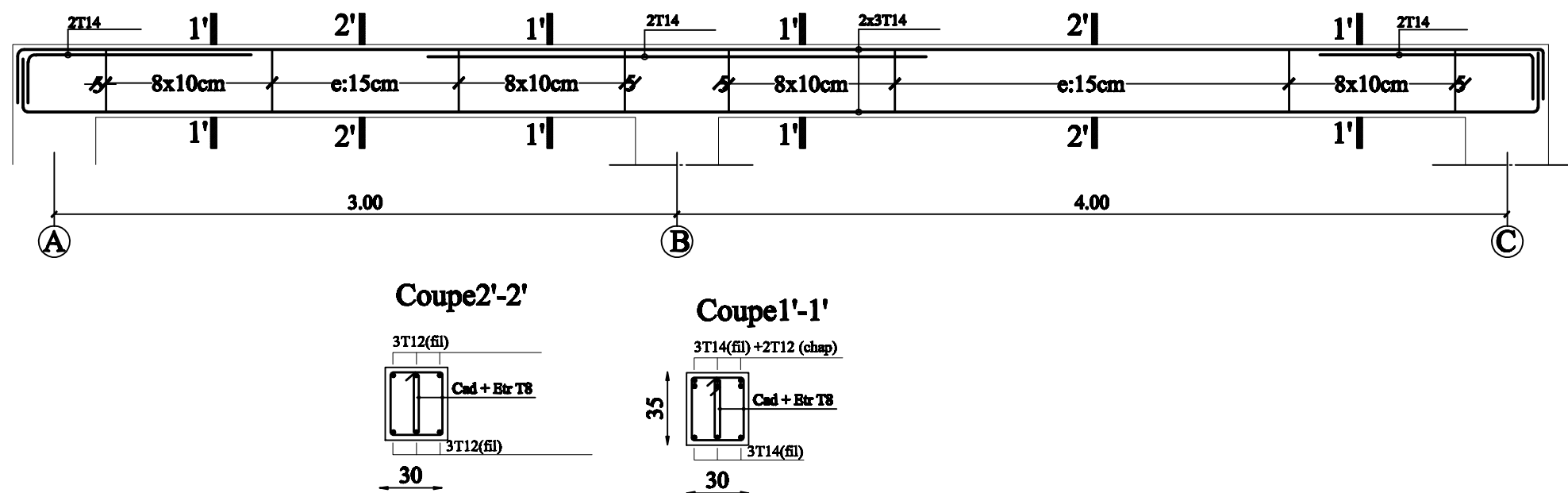
La flèche tirée par le logiciel ETABS est : $f = 0.020 \text{ cm}$

Donc la flèche est vérifiée

Poutres principales ZONE II & III



Poutres principales ZONE I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

TITRE:

ETUDIE PAR :
AIMEUR Rosa
DJEMAH Nawal
BENADDACHE Hocine

Ferrailage des poutres principales

DIRIGE PAR :
Mr LOUZAI

PROMOTION 2011-2012

FLANCHE N°

ECHELLE

CHAPITRE VI

FERAILLAGE

DES POTEAUX

VI-1-Ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables, dans les deux directions principales sous les sollicitations suivantes (voir le tableau I)

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

V -1-1-Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

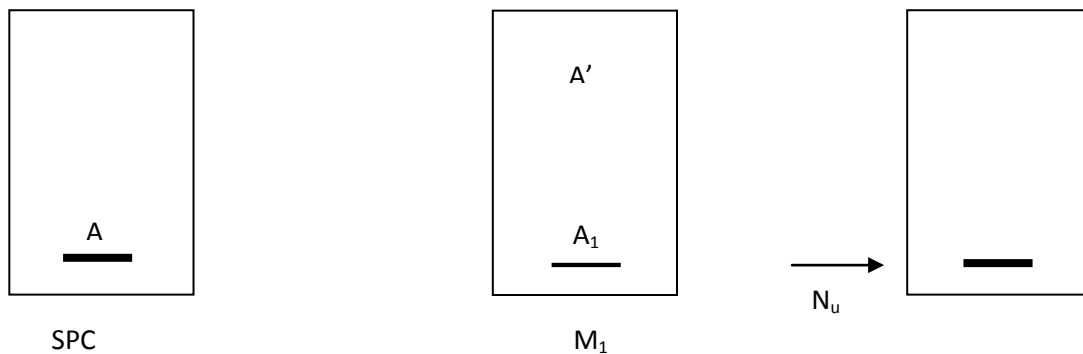
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC)
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC)

a)-Section partiellement comprimée

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{aligned} e = \frac{M}{N} &> \frac{h}{2} - c \\ N_u(d-c') - M_f &\leq (0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}) \times b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{aligned} \right.$$

Avec : $M_1 = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$; Avec M_1 : Moment par rapport aux armatures tendues.



• Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

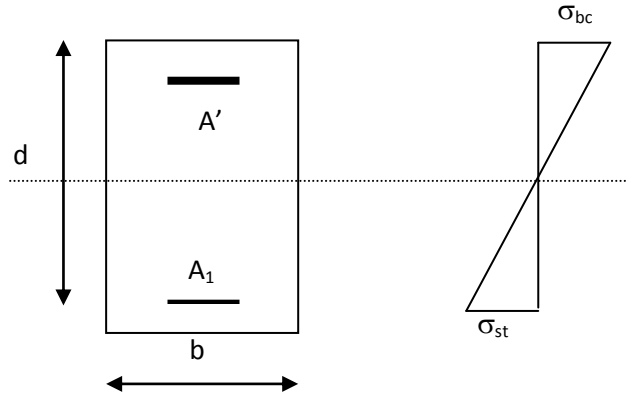
$\mu \rightarrow \beta$ (Tableau)

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section d'armatures réelles est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} ; A' = 0$$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.



On calcul:

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA.}$

La section réelle d'armatures est :

$$A'_s = A'$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c \\ (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}) \times b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $(0.337h - 0.810 c') \cdot bh f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < (0.5h - c')bh f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$0.8095 \leq \Psi \leq 1$$

$$A_1 = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.351 + \frac{N(d-c') - 100 M_1}{100 b h f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

f_{bc} : [MPa] ; M [N.m] et (b, h, d, c') en [cm]

Si : $N_u(d - c') - M_1 > (0.5h - c')$

Sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N - 100 b h f_{bc}}{100 \sigma_s} - A_1$$

$$A_1 = \frac{M_1 - 100 b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

Remarque : Si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature se calculera comme suit :

$$A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Tableau I : Différentes sollicitations dans les poteaux

NIVEAU	Combo	$N_{max}(t)$	$M_2 (t.m)$	$M_3 (t.m)$	$M_2^{max} (t.m)$	$N_{cor}(t)$	$M_3^{max} (t.m)$	$N_{cor}(t)$
SS (45X45)	ELU	93,85	0,127	0,102	1,413	80,94	3,748	13,76
	0.8GE	120,89	0,648	1,948				
	GQE	85,1	0,034	0,558				
RDC (45X45)	ELU	83,41	0,214	0,347	2,057	46,46	7,107	12,86
	0.8GE	73,81	1,265	6,338				
	GQE	92,09	1,856	6,172				
Etag SRVICE (40X40)	ELU	64,53	0,183	0,254	2,143	0,22	6,993	13,55
	0.8GE	59,78	0,427	6,191				
	GQE	60,21	0,544					
Etag 1 (40X40)	ELU	55,39	0,123	0,232	2,251	2,03	7,402	14,71
	0.8GE	47,57	0,406	6,362				
	GQE	60,21	0,544	6,174				
Etag2 (40X40)	ELU	47,52	0,116	0,191	2,251	3,61	2,716	15,70
	0.8GE	36,76	0,357	6,079				
	GQE	47,48	0,475	6,079				
Etag 3 (40X40)	ELU	39,45	0,102	0,189	2,262	4,56	7,239	15,43
	0.8GE	27,61	0,357	5,571				
	GQE	36,47	0,448	5,376				
Etag 4 (40X40)	ELU	31,54	0,115	0,192	2,213	4,75	6,85	13,71
	0.8GE	21,67	0,436	0,183				
	GQE	20,19	0,353	5,146				
Etag 5 (35X35)	ELU	22,86	0,711	0,703	1,52	4,08	4,122	10,38
	0.8GE	17,64	0,262	0,089				
	GQE	19,48	0,253	2,958				
Etag6 (35X35)	ELU	16,98	0,850	0,785	1,565	3,18	4,051	6,66
	0.8GE	15,18	0,216	2,860				
	GQE	16,25	0,199	0,057				
Etag 7 (35X35)	ELU	11,74	0,558	1,61	1,996	8,61	3,833	3,24
	0.8GE	8,61	0,11	0,04				
	GQE	9,65	0,053	0,025				

Exemple de calcul pour le poteau 45X45**❖ Sens transversal**

$$N_{\max}^c = 1208,9 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min}^c = 73,81 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 12,65 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}}^c = 464,6 = \text{KN} \Rightarrow M_{\max} = 20,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de centre : } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,48}{1208,9} = 0,0053 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 22,5 \text{ cm}$$

$$Y = N_u (d - c) - M_f \geq (0,337 - 0,81 c) b h f_{c28}$$

Donc on a une section entièrement comprimée.

$$\psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - 100M_1}{100 b h f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} = 0,45$$

$$0,8095 \leq \psi \leq 1$$

$$\Rightarrow A = \frac{2929,271 - 0,88 \times 14,2 \times 10^3}{348 \times 10^3} = -5,59 \text{ m}^2 \Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

De la même manière on trouve les sections suivantes :

$$N_{\min}^c = 851 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 35,6 \text{ KN.m} \Rightarrow A_2 = -0,004 = 0 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{cor}}^c = 545,5 \text{ KN} \Rightarrow M_{\max} = 94,9 \text{ KN.m} \Rightarrow A_3 = -0,003 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Sens longitudinal

$$N_{\max}^c = 1208,9 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 19,48 \text{ KN.m} \Rightarrow A_1 = -0,002 = 0 \text{ cm}^2$$

$$N_{\min}^c = 738,1 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 63,38 \text{ KN.m} \Rightarrow A_2 = -0,004 = 0 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{cor}}^c = 128,6 \text{ KN} \Rightarrow M_{\max} = 71,07 \text{ KN.m} \Rightarrow A_3 = -0,0028 = 0 \text{ cm}^2$$

Donc c'est la section de RPA qui passe.

Tableaux: ferrailage des Poteaux

✓ Sens transversal

Zone	sollicitations	N (KN)	M (t.m)	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferailage
ZoneI 4×45	$N_{max}-M_{corr}$	1202,42	0,648	SEC	0	0	16,2	18,47	12T14
	$N_{min}-M_{corr}$	725,45	1,265	SEC	0	0	16,2	18,47	12T14
	$N_{corr}-M_{max}$	444,03	2,057	SEC	0	0	16,2	18,47	12T14
ZoneII 40×40	$N_{max}-N_{corr}$	643,47	0,183	SEC	0	0	12,8	13,57	12T12
	$N_{min}-M_{corr}$	198,37	0,353	SEC	0	0	12,8	13,57	12T12
	$N_{corr}-M_{max}$	22,98	2,026	SPC	0	1,21	12,8	13,57	12T12
ZoneIII 35X35	$N_{max}-M_{corr}$	221,49	0,711	SEC	0	0	9,8	13,57	12T12
	$N_{max}-M_{corr}$	85,00	0,11	SEC	0	0	9,8	13,57	12T12
	$N_{max}-M_{corr}$	66,14	1,996	SPC	0	0,81	9,8	13,57	12T12

✓ Sens longitudinal

Zone	sollicitations	N (KN)	M (t.m)	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferailage
ZoneI 4×45	$N_{max}-M_{corr}$	1189,42	1,948	SEC	0	0	16,2	18,47	12T14
	$N_{min}-M_{corr}$	674,72	6,338	SEC	0	0	16,2	18,47	12T14
	$N_{corr}-M_{max}$	57,53	7,107	SEC	0	0	16,2	18,47	12T14
ZoneII 40×40	$N_{max}-N_{corr}$	642,76	0,254	SEC	0	0	12,8	13,57	12T12
	$N_{min}-M_{corr}$	150,44	5,146	SEC	0	0	12,8	13,57	12T12
	$N_{corr}-M_{max}$	73,08	7,402	SPC	0	0	12,8	13,57	12T12
ZoneIII 35X35	$N_{max}-M_{corr}$	221,57	0,703	SEC	0	0	9,8	13,57	12T12
	$N_{max}-M_{corr}$	85,70	0,04	SEC	0	0	9,8	13,57	12T12
	$N_{max}-M_{corr}$	62,85	4,122	SPC	0	0	9,8	13,57	12T12

Remarque : le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que

ZONE 1 : SS au RDC

ZONE 2 : 1^{ème} au 4^{ème}

ZONE 3 : 5^{ème} au 7^{ème}

VIII-1-2-2 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées d'une manière à empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois.

- **Diamètre des aciers**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_{l_{\max}}}{3}$$

Φ_t : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales seront encadrées avec deux cadres de sections transversales :

$$A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

-L'espacement entre les armatures d'après le RPA 99

- ❖ **Zone nodale** : $St \leq \min(15 \text{ cm} ; 10\Phi_t)$

$$St \leq \min(15 \text{ cm} ; 10 \times 1,6)$$

On prend : **St = 10cm**

- ❖ **Zone courante**: $St \leq 15\Phi_t$

$$St \leq 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

On prend: **St = 15cm**

Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

h_e : Hauteur de RDC

b_1 : Côté du poteau.

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 45 \text{ cm}; 60 \text{ cm}\right)$$

h' = 68 cm

VIII.1.2.3- Les vérifications

a- Vérification de la quantité d'aciers transversale

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: L'élancement dans la direction considérée.

On a : $\lambda > 5$ (Chapitre III)

Donc : $A_{\min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.025 \text{ cm}^2$$

b- Vérification selon RPA 99

• Le pourcentage maximal des armatures longitudinales

❖ En zone courante

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

❖ En zone de recouvrement

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \times 45 \times 45 = 121, \text{ cm}^2$$

• La longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On prend : $l_r = 65 \text{ cm}$

• La longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0.6 \Psi^2 f_{t28}}$$

Donc : $= 56,437 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

• Condition de non fragilité

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b \cdot d \cdot \left(\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N _s (t)	M _s (t.m)	e _s (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	obs
Zone I (45× 45)	<i>N_{mx}-M_{corr}</i>	212.84	0.134	0.0006	SEC	7.08	vérifiée
	<i>N_{min}-M_{corr}</i>	120.87	0.709	0.0058	SEC	7.34	vérifiée
	<i>N_{corr}-M_{max}</i>	78.55	1.98	0.025	SEC	8.71	vérifiée
Zone II (40× 40)	<i>N_{max}-M_{corr}</i>	103.23	0.524	0.0050	SEC	6.08	vérifiée
	<i>N_{min}-M_{corr}</i>	20.18	1.06	0.052	SEC	12.36	vérifiée
	<i>N_{corr}-M_{max}</i>	12.9	3.19	0.24	SPC	0.73	vérifiée
Zone III (35× 35)	<i>N_{max}-M_{corr}</i>	16,11	0,519	0,032	SEC	6.08	vérifiée
	<i>N_{min}-M_{corr}</i>	0,435	0,015	0,034	SEC	12.36	vérifiée
	<i>N_{corr}-M_{max}</i>	1,614	1,156	0,716	SPC	0.73	vérifiée

✓ Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N _s (t)	M _s (t.m)	e _s (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	obs
Zone I (45× 45)	<i>N_{mx}-M_{corr}</i>	68,12	0,071	0,0010	SEC	7.08	vérifiée
	<i>N_{min}-M_{corr}</i>	13,41	0,039	0,0020	SEC	7.34	vérifiée
	<i>N_{corr}-M_{max}</i>	28,59	1,452	0,0500	SEC	8.71	vérifiée
Zone II (40× 40)	<i>N_{max}-M_{corr}</i>	35,92	0,024	0,0006	SEC	6.08	vérifiée
	<i>N_{min}-M_{corr}</i>	4,59	0,034	0,0070	SEC	12.36	vérifiée
	<i>N_{corr}-M_{max}</i>	19,31	0,057	0,0029	SPC	0.73	vérifiée
Zone III (35× 35)	<i>N_{max}-M_{corr}</i>	12,14	0,017	0,0001	SEC	4.47	vérifiée
	<i>N_{min}-M_{corr}</i>	0,48	0,02	0,041	SEC	4.36	vérifiée
	<i>N_{corr}-M_{max}</i>	1,23	1,593	1,295	SPC	1.35	vérifiée

Vérification à l'E.L.S

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

✓ **Cas d'une section partiellement comprimée** ($e_s > \frac{h}{6}$):

Pour vérifier les contraintes du béton, on doit calculer : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

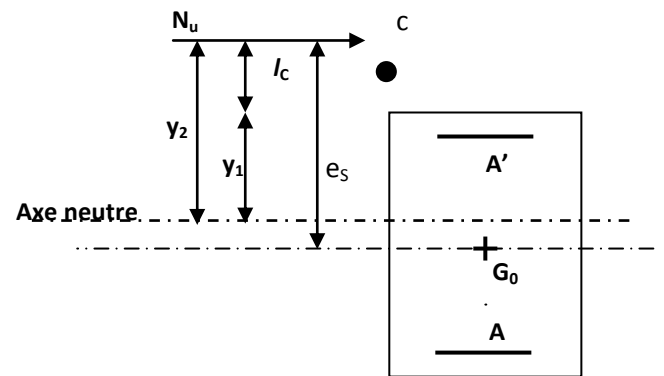
y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3(l_c)^2 - 90A' \frac{(l_c - C')}{b} + 90A \frac{(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2(l_c)^3 - 90A' \frac{(l_c - C')^2}{b} - 90A \frac{(d - l_c)^2}{b}$$



Pour la résolution de l'équation, on calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $U = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = U - \frac{P}{3.U}$

Si $\Delta < 0$: l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \alpha \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad y_2^2 = \alpha \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad y_2^3 = \alpha \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \cdot \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) \quad a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$, et on calcul l'inertie de la section homogène réduit :

$$I = \frac{b(y_1)^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - C')^2]$$

La contrainte vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \cdot N_s \cdot y_2}{I}$$

✓ **Cas d'une section entièrement comprimée** ($e_s < \frac{h}{6}$) :

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A + A')$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A' \left(\frac{h}{2} - C' \right) - A \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A + A')}$$

On calcule le moment d'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A' \left(\frac{h}{2} - C' - X_G \right)^2 + A \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

Remarque : Les calculs sont donnés dans les tableaux ci-après :

✓ Sens transversal :

Zone	sollicitations	N_s (t)	M_s (t.m)	Sections(cm ²)	Nature	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Zone I (45× 45)	$N_{mx}-M_{corr}$	212.84	0.134	45X45	SEC	7.65	15
	$N_{min}-M_{corr}$	120.87	0.709	45X45	SEC	4.58	15
	$N_{corr}-M_{max}$	78.55	1.98	45X45	SEC	3.54	15
Zone II (40× 40)	$N_{max}-M_{corr}$	103.23	0.524	40X40	SEC	6.15	15
	$N_{min}-M_{corr}$	20.18	1.06	40X40	SEC	1.91	15
	$N_{corr}-M_{max}$	12.9	3.19	40X40	SPC	3.84	15
Zone III (35× 35)	$N_{max}-M_{corr}$	16,11	0,519	35X35	SEC	7,3	15
	$N_{min}-M_{corr}$	0,435	0,015	35X35	SEC	1,4	15
	$N_{corr}-M_{max}$	1,614	1,156	35X35	SPC	2,7	15

✓ Sens longitudinal :

Zone	sollicitations	N_s (t)	M_s (t.m)	Sections(cm ²)	Nature	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Zone I (45× 45)	$N_{mx}-M_{corr}$	68,12	0,071	45X45	SEC	6,2	15
	$N_{min}-M_{corr}$	13,41	0,039	45X45	SEC	2,2	15
	$N_{corr}-M_{max}$	28,59	1,452	45X45	SEC	4,8	15
Zone II (40× 40)	$N_{max}-M_{corr}$	35,92	0,024	40X40	SEC	1,9	15
	$N_{min}-M_{corr}$	4,59	0,034	40X40	SEC	6.13	15
	$N_{corr}-M_{max}$	19,31	0,057	40X40	SPC	6.65	15
Zone III (35× 35)	$N_{max}-M_{corr}$	12,14	0,017	35X35	SEC	5,2	15
	$N_{min}-M_{corr}$	0,48	0,02	35X35	SEC	1,8	15
	$N_{corr}-M_{max}$	1,23	1,593	35X35	SPC	4,2	15

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

CHAPITRE VII

FERAILLAGE

DES VOILES

VII- Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferrillés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales et horizontales. Leur ferrillage est composé de trois (3) types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en deux zones :

- **Zone I** : SS, RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}.
- **Zone II** : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}.

1) Les armatures verticales

a) On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.v'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile.

N : effort normale dans le voile.

$$v = v' = L/2$$

v' : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

v : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

B = L . e (section du béton).

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

I : moment d'inertie du voile.

b) On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur « d » :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Avec :

L_c : longueur de la partie comprimée.

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

c) On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures :

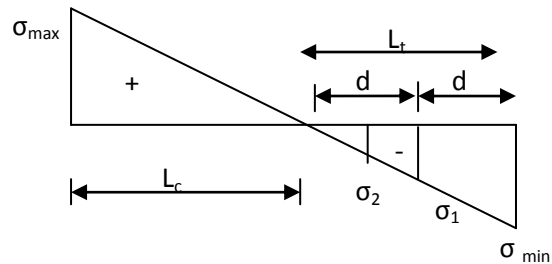
• **Section partiellement comprimée S.P.C**

L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

e : épaisseur des voiles.



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

Avec :

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) .

Combinaisons courantes : $\sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

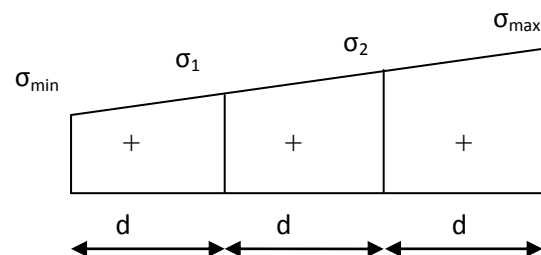
Combinaisons accidentelles : $\sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

• **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

les efforts normaux :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1} + B \cdot f_{bc}}{\sigma(2\text{‰})}$$

Avec :

$$A_2 = \frac{N_{u2} + B \cdot f_{bc}}{\sigma(2\text{‰})}$$

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$

f_{bc} = (contrainte de calcul dans le béton).

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Combinaisons courantes : $\gamma_s=1,5 \longrightarrow f_{bc}=14,2 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\gamma_s=1 \longrightarrow f_{bc}=21,25 \text{ MPa}$

• **Section entièrement tendue (S.E.T)**

Les efforts normaux

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

Avec :

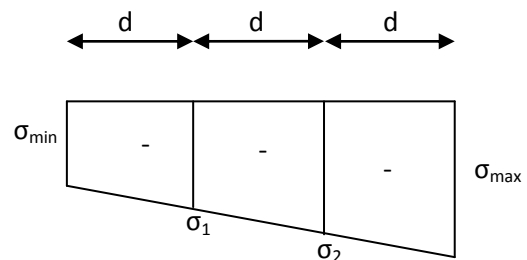
$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10‰ .

Combinaisons courantes : $\sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$



2) Section d'armatures minimales

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

✓ Compression simple

$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\%.B \leq A_{\min} \leq 5\%.B$$

B : Section du béton comprimé.

✓ Traction simple

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.

3) Les armatures horizontales

La section d'armatures horizontales est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \quad (\text{B.A.E.L})$$

$$A_H \geq 0,15\%.B \quad (\text{RPA99})$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4}; 0,15\%.B \right\}$$

A_V : Section d'armatures verticales adoptée.

B : Section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ , dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

4) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

- 1- de relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carrés
- 2- De renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression

5) Les armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée comme suit :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \\ \bar{T} = 1,4T_K \end{cases}$$

Avec : \bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

T_K : L'effort tranchant au niveau considéré.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_{vj} : Section d'armatures de couture.

On ajoute cette quantité d'armatures à la section d'armatures tendues nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6) Les potelets

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10.

7) Les dispositions constructives

- a- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivante :

$$S_t \leq \min \{1,5.e ; 30\text{cm}\}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

- b- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale $1/10 L$ (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.
c- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser $(1/10)$ de l'épaisseur du voile.

- d- Les longueurs de recouvrements doivent être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

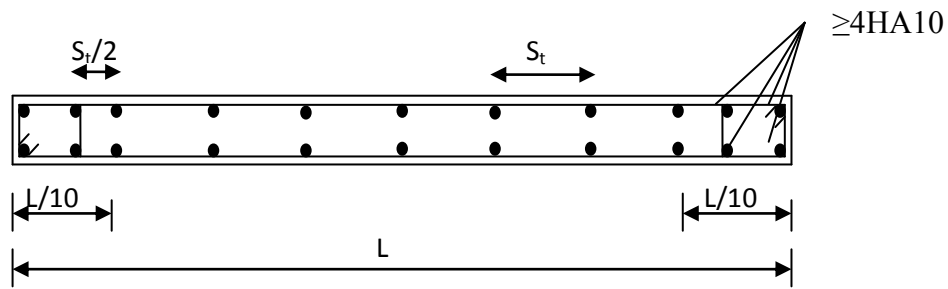


Figure VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

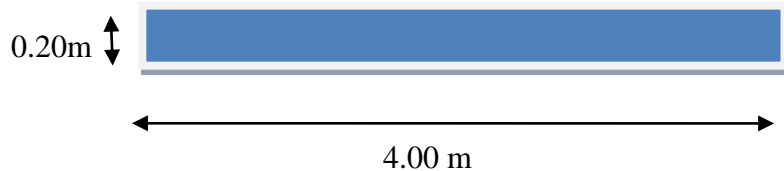
VII-2 Exemple de calcul de voile (VT1, sens yy)

a) caractéristiques géométriques

Zone I :

$$L=4\text{m}, I=1.07\text{m}^4$$

$$B=0.80\text{m}^2$$



b) sollicitation de calcul

$$N_{\max}=2353.3 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrés}}=309.42 \text{ KN.m}$$

$$V=\frac{L_{\text{voile}}}{2}=2 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{2353.3}{0.8} + \frac{309.42 \times 2}{1.07} = 3.52 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{2353.3}{0.8} - \frac{309.42 \times 2}{1.07} = 2.36 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

c) largeur de la zone tendue

$$L_c = 0 \text{ m}$$

$$L_t = L = 4.00 \text{ m}$$

d) calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = 2 \text{ m}$$

On prend $d = \frac{L_t}{3} = 1.33 \text{ m}$

e) détermination de N

Zone tendue

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_{\min}}{d} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{3d} \rightarrow \sigma_2 = \frac{\sigma_{\max} + 2\sigma_{\min}}{3} = 0.98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2} = 1.365 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 649.70 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e = 311.88 \text{ KN}$$

f) calcul des armatures vertical

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_1 = 18.67 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 8.96 \text{ cm}^2$$

✓ armatures minimales : (BAEL9)

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifier 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.2\% B \quad (\text{Art 7.7.1 RPA 99 version 2003}).$$

$$A_{\min} = 13.96 \text{ cm}^2$$

h) ferrailage adopté

$$A_1 = 18.67 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$\text{On opte } 14\text{HA}14 = 21.54 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 13.96 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$\text{On opte } 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2$$

i) Armatures horizontales

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_V}{4} \cdot 0.15\% B_1 \right) = \max \left(\frac{21.54 + 15.39}{4}; 0.0015 \times 133 \times 20 \right) = \{9.23; 3.99\}$$

$$A_H = 9.23 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \rightarrow 10\text{HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

j) Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingle par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m²

k) les potelets

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

l) vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} = 30cm \quad \text{condition vérifiée}$$

m)-vérifications✓ **Vérification à L'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{15A_v + B} \rightarrow \sigma_b = \frac{1710.1 \times 10^3}{0.8 \times 10^6 + 15 \times 36.93 \times 10^4} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte au cisaillement**• **Selon le RPA99 (art :7-7-2,RPA99)**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = \frac{1.4 \times 0.77 \times 10}{20 \times 0.9 \times 400} = 0.014 \text{ MPA} \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée}$$

• **Selon le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{ed} = \frac{0.77 \times 10}{20 \times 0.9 \times 400} = 0.01 \text{ MPA} \leq \tau_u = \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Ferrailage des voiles transversaux

- Ferrailage des voiles : VL1, VL7.

		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	4	4	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.8	0.8	
	I (m ⁴)	1.07	1.07	
	V=V'=l/2	2	2	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	309.42	181.13	
	N _{max} (KN)	2353.3	1246.5	
	T(KN)	7.7	13.3	
	σ _{max} (MPa)	3.52	1.90	
	σ _{min} (MPa)	2.36	1.22	
	Nature de section		SET	SET
	L _c (m)	0	0	
	L _t (m)	4	4	
	d (m)	1.33	1.33	
	σ ₁ (MPa)	1.365	1.67	
	Efforts normaux	N ₁ (N)	649700	474810
		N ₂ (N)	311880	414960
		σ ₂ (MPa)	0.98	1.45
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)	18.67	13.64	
	A _{v2} (cm ²)	8.96	11.92	
	A _{min} (cm ²)	13.96	13.96	
	A ₁ (cm ²)	18.67	13.96	
	Choix des armatures	14HA14=21.54 cm ²	14HA12=15.83cm ²	
	A ₂ (cm ²)	13.96	10.74	
	Choix des armatures	12HA14=18.47cm ²	12HA12=13.57cm ²	
	A _h (cm ²)	9.23	7.41	
	Choix des armatures	10HA12=11.31 cm ²	10HA10=7.85cm ²	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/ m ²		
	S _{t1} (cm)	10	10	
	S _{t2} (cm)	20	20	
Vérifications	N _s (KN)	1710.10	905.5	
	σ _{bc} =15MPa	0.27	0.17	
	τ _u = 2.5MPa	0.01	0.018	
	τ _b = 5MPa	0.014	0.026	

• Ferraillage de voile : BVT1

		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.98	1.98	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m²)	0.396	0.396	
	I (m⁴)	0.129	0.129	
	V=V'=l/2	0.99	0.99	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	23.44	15.83	
	N_{max} (KN)	783.5	376.1	
	T(KN)	7.2	5.1	
	σ_{max}(MPa)	2.16	1.07	
	σ_{min} (MPa)	1.8	0.828	
	Nature de section	SET	SET	
	L_c (m)	0	0	
	L_t (m)	1.98	1.98	
	d (m)	0.66	0.66	
	σ₁(MPa)	2.04	0.99	
	Efforts normaux	N₁(N)	277200	135960
		N₂(N)	261360	125400
	σ₂(MPa)	1.92	0.91	
Ferraillage	A_{v1}(cm²)	7.96	3.91	
	A_{v2}(cm²)	7.51	3.60	
	A_{min}(cm²)	6.93	6.93	
	A₁(cm²)	7.96	6.93	
	Choix des armatures	8HA12=9.05cm²	8HA12=9.05cm²	
	A₂(cm²)	7.51	6.93	
	Choix des armatures	8HA12=9.05cm²	8HA12=9.05cm²	
	A_h(cm²)	4.52	6.93	
	Choix des armatures	6HA10=4.71cm²	6HA10=4.71	
	A_t(cm²)	4épingle de HA8/m ²		
	S_{t1}(cm)	10	10	
	S_{t2}(cm)	20	20	
Vérifications	N_s(KN)	574	276.4	
	σ_{bc}=15MPa	1.31	0.63	
	τ_u = 2.5MPa	0.018	0.013	
	τ_b = 5MPa	0.025	0.018	

- Ferrailage des voiles : BVT3, BVT5

		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.2	1.2	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.24	0.24	
	I (m ⁴)	0.03	0.03	
	V=V'=l/2	0.60	0.60	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	31.31	46.8	
	N _{max} (KN)	1076.8	567.1	
	T(KN)	13.1	31.6	
	σ _{max} (MPa)	5.11	3.30	
	σ _{min} (MPa)	3.86	1.43	
	Nature de section	SET	SET	
	L _c (m)	0	0	
	L _t (m)	1.20	1.20	
	d (m)	0.60	0.60	
	σ ₁ (MPa)	4.48	2.36	
	Efforts normaux	N ₁ (N)	575400	339600
		N ₂ (N)	0	0
		σ ₂ (MPa)	0	0
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)	16.53	9.75	
	A _{v2} (cm ²)	0	0	
	A _{min} (cm ²)	6.3	6.3	
	A ₁ (cm ²)	16.53	9.75	
	Choix des armatures	10HA16=20.10 cm²	10HA12=11.31cm²	
	A ₂ (cm ²)	0	0	
	Choix des armatures	0	0	
	A _h (cm ²)	8.26	5.67	
	Choix des armatures	10HA12=11.31 cm²	10HA10=7.85cm²	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/ m²		
	S _{t1} (cm)	10	10	
	S _{t2} (cm)	10	10	
Vérifications	N _s (KN)	782.9	413.2	
	σ _{bc} =15MPa	2.61	1.50	
	τ _u = 2.5MPa	0.05	0.013	
	τ _b = 5MPa	0.076	0.018	

- **Ferrailage des voiles : BVT4, BVT6**

		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.60	2.60	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m²)	0.52	0.52	
	I (m⁴)	0.29	0.29	
	V=V²=l/2	1.30	1.30	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	77.32	38.4	
	N_{max} (KN)	2130.4	1022.7	
	T(KN)	16	21.2	
	σ_{max}(MPa)	3.52	1.90	
	σ_{min} (MPa)	2.36	1.22	
	Nature de section	SET	SET	
	L_c (m)	0	0	
	L_t (m)	2.60	2.60	
	d (m)	0.87	0.87	
	σ₁(MPa)	3.13	1.67	
	Efforts normaux	N₁(N)	578550	310590
		N₂(N)	511560	271440
		σ₂(MPa)	2.75	1.45
Ferrailage	A_{v1}(cm²)	16.62	8.92	
	A_{v2}(cm²)	14.70	7.80	
	A_{min}(cm²)	9.13	9.13	
	A₁(cm²)	16.62	9.13	
	Choix des armatures	8HA16=20.10 cm²	8HA14=15.39cm²	
	A₂(cm²)	14.70	9.13	
	Choix des armatures	8HA16=20.10cm²	8HA12=11.31 cm²	
	A_h(cm²)	10.05	6.67	
	Choix des armatures	10HA12=11.31 cm²	10HA10=7.85cm²	
	A_t(cm²)	4 épingles de HA8/ m²		
	S_{t1}(cm)	10	10	
	S_{t2}(cm)	20	20	
Vérifications	N_s(KN)	1555.8	747	
	σ_{bc}=15MPa	2.55	1.28	
	τ_u = 2.5MPa	0.03	0.04	
	τ_b = 5MPa	0.043	0.057	

Ferrailage des voiles longitudinaux

- Ferrailage des voiles : BVL1, BVL2

		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	1	1	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.20	0.20	
	I (m ⁴)	0.017	0.017	
	V=V'=l/2	0.5	0.5	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	17.19	20.2	
	N _{max} (KN)	693.4	380.4	
	T(KN)	8	13.2	
	σ _{max} (MPa)	3.97	2.49	
	σ _{min} (MPa)	2.96	1.31	
	Nature de section	SET	SET	
	L _c (m)	0	0	
	L _t (m)	1	1	
	d (m)	0.50	0.50	
	σ ₁ (MPa)	3.46	1.9	
	Efforts normaux	N ₁ (N)	371500	219500
		N ₂ (N)	/	/
		σ ₂ (MPa)	/	/
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)	10.67	6.31	
	A _{v2} (cm ²)	0	0	
	A _{min} (cm ²)	5.25	5.25	
	A ₁ (cm ²)	10.67	6.31	
	Choix des armatures	8HA14=12.31 cm²	8HA12=9.05cm²	
	A ₂ (cm ²)	/	/	
	Choix des armatures	/	/	
	A _h (cm ²)	6.15	4.52	
	Choix des armatures	10HA10=11.31 cm²	10HA10=7.85cm²	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/ m ²		
	S _{t1} (cm)	10	10	
	S _{t2} (cm)	10	10	
	Vérifications	N _s (KN)	502.3	275.2
σ _{bc} =15MPa		2.09	1.21	
τ _u = 2.5MPa		0.8	1.32	
τ _b = 5MPa		1.12	1.85	

• Ferrailage de voile : BVL3

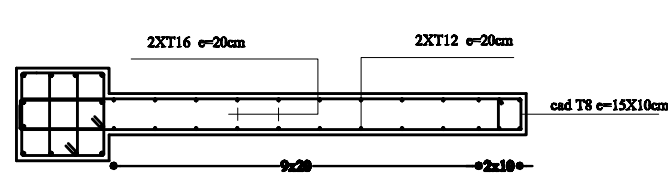
		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.98	1.98	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.396	0.396	
	I (m ⁴)	0.194	0.194	
	V=V'=I/2	0.97	0.97	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	18.54	36.75	
	N _{max} (KN)	739.2	377.6	
	T(KN)	4.8	18.8	
	σ _{max} (MPa)	1.96	1.14	
	σ _{min} (MPa)	1.77	0.77	
	Nature de section		SET	SET
	L _c (m)	0	0	
	L _t (m)	1.98	1.98	
	d (m)	0.66	0.66	
	σ ₁ (MPa)	1.89	1.01	
	Efforts normaux	N ₁ (N)	254100	141900
		N ₂ (N)	245520	125400
		σ ₂ (MPa)	1.83	0.89
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)	7.30	4.07	
	A _{v2} (cm ²)	7.05	3.60	
	A _{min} (cm ²)	6.93	6.93	
	A ₁ (cm ²)	7.30	6.93	
	Choix des armatures	10HA12=11.31 cm ²	10HA10=7.85cm ²	
	A ₂ (cm ²)	7.05	6.93	
	Choix des armatures	10HA12=11.31cm ²	10HA10=7.85cm ²	
	A _h (cm ²)	5.65	3.92	
	Choix des armatures	10HA10=7.85 cm ²	10HA10=7.85cm ²	
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/ m ²		
	S _{t1} (cm)	10	10	
	S _{t2} (cm)	20	20	
Vérifications	N _s (KN)	543.5	277.7	
	σ _{bc} =15MPa	1.22	0.64	
	τ _u = 2.5MPa	0.036	0.047	
	τ _b = 5MPa	0.05	0.066	

- Ferrailage du voile de la salle machine
- ✓ Sens transversal

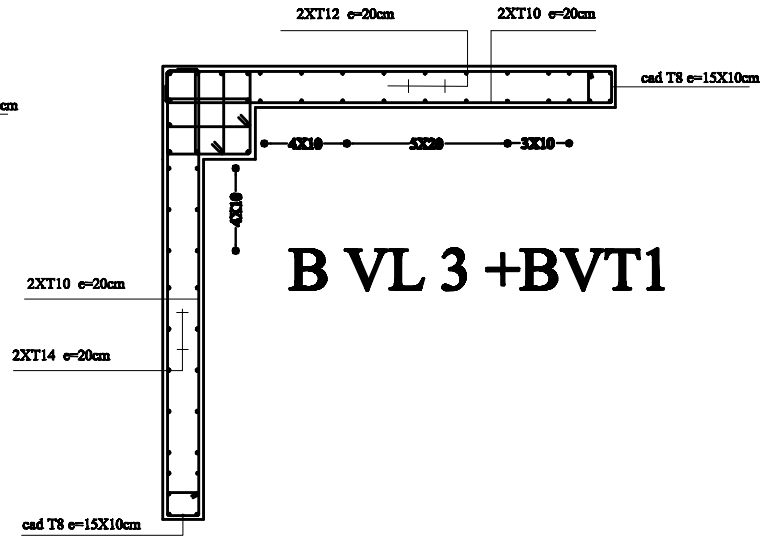
		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.5	2.5	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m²)	0.5	0.5	
	I (m⁴)	0.26	0.26	
	V=V'=l/2	1.25	1.25	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	38.14	42.02	
	N_{max} (KN)	583	303.3	
	T(KN)	0.3	12.8	
	σ_{max}(MPa)	1.35	0.81	
	σ_{min} (MPa)	0.98	0.40	
	Nature de section	SET	SET	
	L_c (m)	0	0	
	L_t (m)	2.5	2.5	
	d (m)	0.83	0.83	
	σ₁(MPa)	1.22	0.67	
	Efforts normaux	N₁(N)	213310	122010
		N₂(N)	192560	100430
		σ₂(MPa)	1.10	0.54
Ferrailage	A_{v1}(cm²)	6.13	3.51	
	A_{v2}(cm²)	5.53	2.88	
	A_{min}(cm²)	8.71	8.71	
	A₁(cm²)	8.71	8.71	
	Choix des armatures	8HA12=9.05cm²	8HA12=9.05cm²	
	A₂(cm²)	8.71	8.71	
	Choix des armatures	8HA12=9.05cm²	8HA12=9.05cm²	
	A_h(cm²)	5.09	5.09	
	Choix des armatures	8HA10=6.28 cm²	8HA10=6.28cm²	
	A_t(cm²)	4 épingles de HA8/ m²		
	S_{t1}(cm)	10	10	
	S_{t2}(cm)	20	20	
Vérifications	N_s(KN)	429	222.9	
	σ_{bc}=15MPa	2.01	1.04	
	τ_u = 2.5MPa	0.002	0.047	
	τ_b = 5MPa	0.0025	0.08	

✓ Sens longitudinal

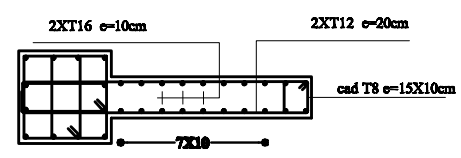
		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.05	2.05	
	e(m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.41	0.41	
	I (m ⁴)	0.143	0.143	
	V=V'=l/2	1.025	1.025	
Sollicitations de calcul	M (KN.m)	8.91	25.52	
	N _{max} (KN)	651.5	339.1	
	T(KN)	7.3	27.9	
	σ _{max} (MPa)	1.65	1.01	
	σ _{min} (MPa)	1.52	0.64	
	Nature de section	SET	SET	
	L _c (m)	0	0	
	L _t (m)	2.05	2.05	
	d (m)	0.68	0.68	
	σ ₁ (MPa)	1.60	0.88	
	Efforts normaux	N ₁ (N)	221000	128520
		N ₂ (N)	214880	111520
		σ ₂ (MPa)	1.56	0.76
	Ferrailage	A _{v1} (cm ²)	6.35	3.69
A _{v2} (cm ²)		6.17	3.20	
A _{min} (cm ²)		7.14	7.14	
A ₁ (cm ²)		7.14	7.14	
Choix des armatures		8HA10=9.05 cm ²	8HA10=9.05 cm ²	
A ₂ (cm ²)		7.14	7.14	
Choix des armatures		8HA10=9.05 cm ²	8HA10=9.05 cm ²	
A _h (cm ²)		3.92	3.92	
Choix des armatures		8HA10=7.85 cm ²	8HA10=7.85cm ²	
A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/ m ²		
S _{t1} (cm)		10	10	
S _{t2} (cm)		20	20	
Vérifications		N _s (KN)	481.9	250.6
	σ _{bc} =15MPa	2.87	1.49	
	τ _u = 2.5MPa	0.018	0.068	
	τ _b = 5MPa	0.025	0.095	



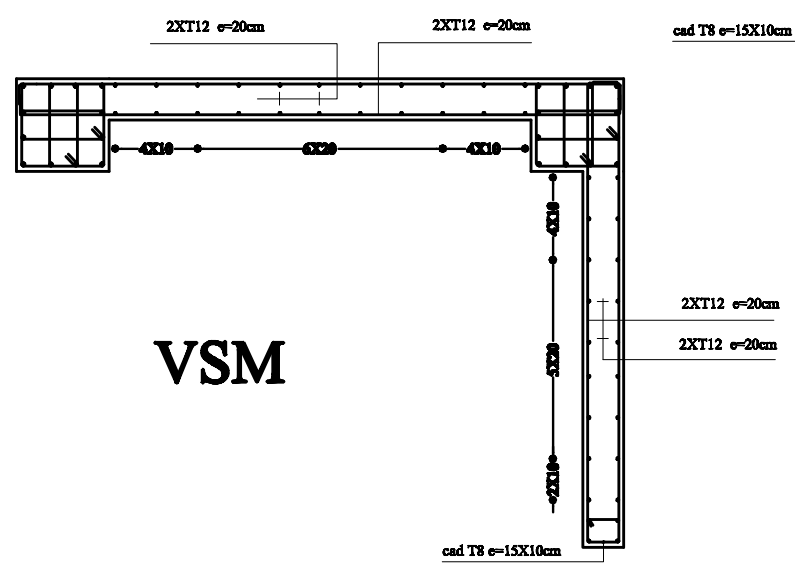
BVT4+BVT6



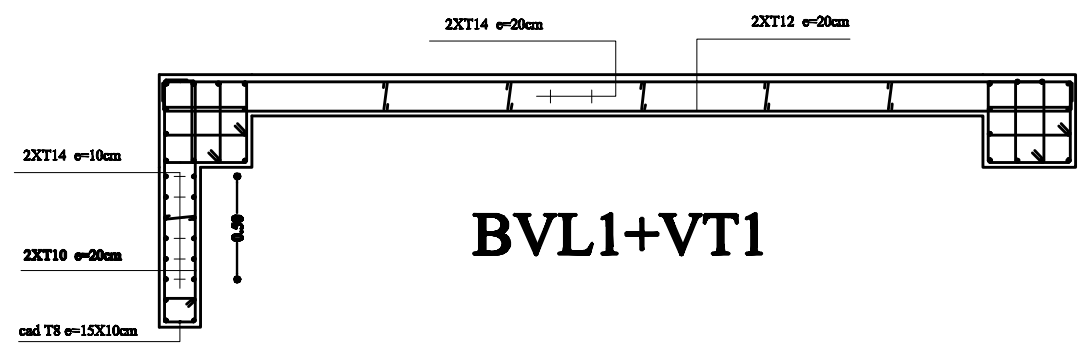
B VL 3 +BVT1



B VT 3+BVT5



VSM



BVL1+VT1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

ETUDIE PAR : AIMBUR Rom DJEMAH Nawal BENADDACHE Hocine	TITRE: Ferrillage des voiles
DIRIGE PAR : Mr LOUZAI	
PROMOTION 2011-2012	FLANCHE N°
	ECHELLE

CHAPITRE VIII

ETUDE DE

L'INFRA-

STRUCTURE

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

❖ Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII-1 Etude du sol :

La contrainte admissible du sol est égale à 3 bars

VIII-1-1 Choix de système de fondation

VIII-1-1-1 Semelles filantes : Le dimensionnement se fera à L'ELS en utilisant la

formule suivante : $\frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

N_s : effort normal à L'ELS

Exemple de surface des semelles filantes sous poteaux :(fil de poteaux le plus sollicité)

poteaux	N_s (KN)	$N_{stotale}$	M_{si} (KN.m)	$M_{stotale}$	e_i (m)	$N_i e_i$ (KN.m)
1	605,8	1682,8	7,00	10,91	4	4240,6
2	620,8		3,67		0	0
3	456,2		0,24		-4	-1824,8

*** Etape de calcul**

a) Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i = 1682,8$ KN

b) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

$e = 1,44$ m

c) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{1682,8}{8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,44}{8} \right) = 437,52 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1682,8}{8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,44}{8}\right) = 16,828 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1682,8}{8} \times \left(1 + \frac{3 \times 1,44}{8}\right) = 323,93 \text{ KN/ml}$$

★ **Calcul de la largeur B**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{323,93}{0,3 \times 10^3} = 1,07 \text{ m}$$

Soit : B=1m

On aura S=1x8=8m²

La surface totale des semelles sous poteaux: Sp =8x4=32m²

Surface des semelles filantes sous voiles

❖ **sens transversal**

voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
VT1	1440.1	1.98	2.42	4.79
VT2	1439.9	4.00	1.20	4.80
VT3	1440.3	1.20	4.00	4.80
VT4	1247.1	2.60	1.60	4.16
VT5	1440.3	1.20	4.00	4.80
VT6	1090.2	1.20	3.02	3.62
VT7	1089.5	4.00	0.91	3.64
VT8	1089.5	1.98	1.83	3.62

❖ **sens longitudinal**

voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
VL1	1747.3	1.00	5.82	5.82
VL2	1747.3	1.00	5.82	5.82
VL3	1747.3	1.98	2.94	5.82
VL4	1747.1	4.00	1.45	5.80

$$S_v = 57.49 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_p + S_v = 32 + 57.49 = 89.49 \text{ m}^2$$

★ **La surface totale du bâtiment : S_{bat} = 117,90 m²**

Calcul du rapport :

$$\frac{S_i}{S_{bat}} = \frac{89.49}{117.90} = 75\%$$

Conclusion : Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, donc on adoptera pour un **radier général**

VIII-2 Etude de radier

VIII-2-1 pré dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\mathbf{a-} \quad \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad (\text{condition forfaitaire}).$$

$$\mathbf{b-} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \quad (\text{condition de longueur élastique}).$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs dans le sens considéré ($L_{\max} = 4.00m$).

h : épaisseur de radier.

E : module de déformation longitudinale différée égale à : 10818.8 MPa.

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

I : inertie de la section du radier, $I = bh^3/12$.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un **sol moyen**.

On a:

$$50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 4.00\right]^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.80}} = 0.77m$$

❖ **La dalle :** la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20cm$$

❖ **La nervure :** la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 45cm$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n = 0.4 \times 70 \leq b_n \leq 0.7 \times 70 \Rightarrow 28 \leq b_n \leq 49$$

$\Rightarrow b_n=30\text{cm}$.

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 120\text{cm}$ Hauteur total du radier

$h_n = 90\text{cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 45\text{ cm}$Largeur de la nervure

VIII.2.2 Détermination des sollicitations de calcul

On a :

A L'ELU : $N_U = 1,35G + 1,5Q = 24097.14\text{ KN}$

A L'ELS : $N_S = G+Q = 17560.20\text{KN}$

VIII.2.3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU: } S_{\text{rad}} \leq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 90.59\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{rad}} \leq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = 87.80\text{m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 117.90\text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = \max(90.59, 87.80)\text{ m}^2$$

Calcul la longueur de débord

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{ cm}\right) = 60\text{ cm}$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 60\text{cm}$

On a: $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{déb}}$

$$S_{\text{déb}} = 2 \times 0.6 (13.95 + 8.45) = 24.09\text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 117.90 + 24.09 = 141.99\text{m}^2$$

VIII .2.4 Détermination des efforts à la base du radier :

a- poids du radier :

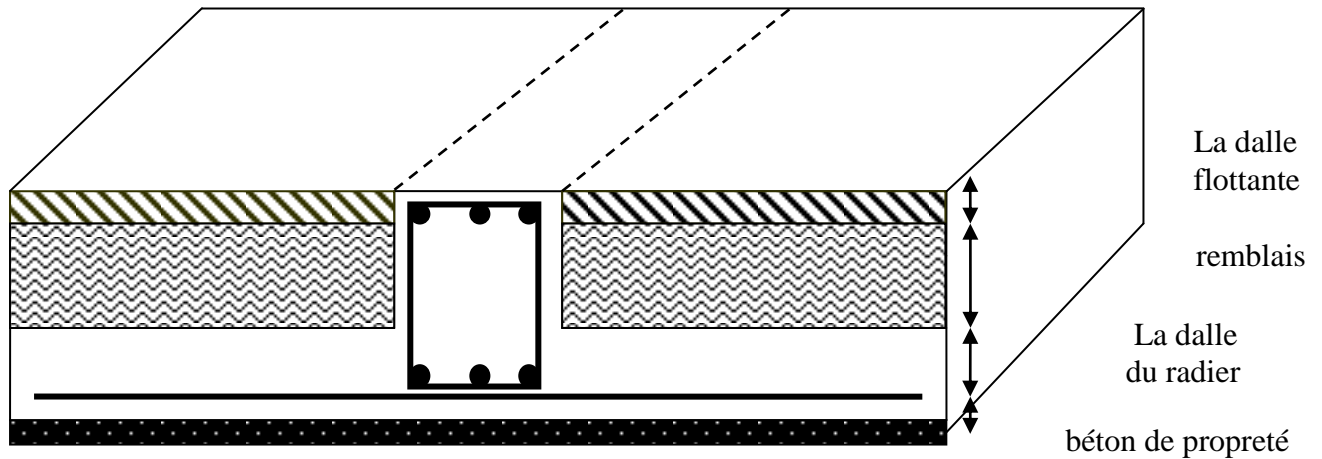


Figure VIII-1 : La coupe verticale d'un radier générale

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord

Poids de la dalle : $25 \times 140.30 \times 0.3 = 1052.25 \text{ KN}$

Poids de remblais : $17 \times (1.20 - 0.30) \times 83.78 = 996.98 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0.10 \times (117.90) = 294.75 \text{ KN}$

Poids de la nervure : $25 \times [(5 \times 8.45 + 3 \times 13.95 - 15 \times 0.45) \times (0.45 \times 0.9)] = 714.82 \text{ KN}$

Poids de débord : $25 \times 0.3 \times 24.09 = 180.67 \text{ KN}$

Après calcul on a : $G_{\text{rad}} = 3239.47 \text{ KN}$

$$\diamond \text{ ELU: } N_{u \text{ total}} = N_u + 1,35G_{\text{rad}} = 28470.42 \text{ KN}$$

$$\diamond \text{ ELS : } N_{s \text{ total}} = N_s + G_{\text{rad}} = 20799.67 \text{ KN}$$

VIII -2-5 Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_c^{28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU du poteau ou du voile.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.S

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

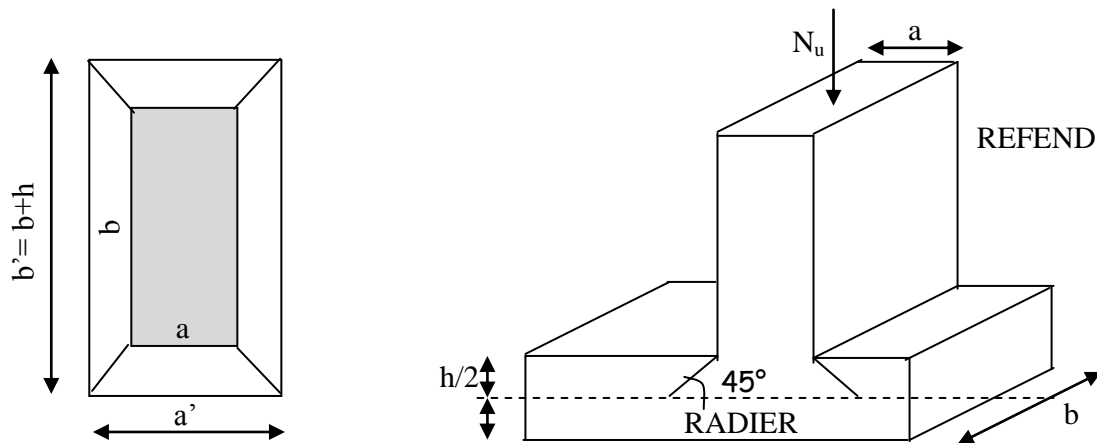


Figure VIII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

- Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.9) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 853.2 \text{ KN} < 0.045 \times 5400 \times 900 \times 16.66 = 3643.54 \text{ KN}$$

- Voile

$$\mu_c = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 0.9) = 6.00 \text{ m}$$

$$N_u = 2353.2 \text{ KN} < 0.045 \times 6000 \times 900 \times 16.66 = 4048.38 \text{ KN}$$

=> condition vérifiée pour le poteau et pour le voile.

VIII -2-6 Vérification de contrainte de cisaillement :

on doit vérifier

$$\tau_u = \frac{V_u(\max)}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} , 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2S_{\text{radier}}} = \frac{28470.42 \times 0.2 \times 4.00}{2 \times 140.30} = 81.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{81.17 \times 1000}{1000 \times 0.9 \times 300} = 0.30 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

VIII -2-7 Vérification de l'effet de sous pression

On doit vérifier : $P \geq \alpha \times \gamma_w \times z \times S_{rad}$

Avec

P : effort normal transmis à la base du radier

α : Coefficient de sécurité ($\alpha = 1,5$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$)

z : Profondeur de l'infrastructure ($z=h=1.20 \text{ m}$).

On a: $18076.51 \text{ KN} \geq \alpha \times \gamma_w \times z \times S_{rad} = 1.5 \times 10 \times 1.2 \times 140.30 = 2525.40 \text{ KN}$.

Donc il n'y a pas risque de soulèvement.

VIII-2-8 Calcul des caractéristiques géométriques du radier

▪ Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6.80m \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4.60m$$

▪ Moment d'inertie du radier :

Les résultats de calcul sont comme suit : $I_{xx} = 1089.59 \text{ m}^4$.

$$I_{yy} = 2477.05 \text{ m}^4.$$

VIII-3 Vérifications

VIII-3-1 Vérification de la stabilité du radier au renversement : Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

↳ Effort normal « N » dû aux charges verticales.

↳ Moment sismique « M » rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \cdot Z$$

M_0 : moment sismique à la base.

T_0 : effort tranchant à la base.

Z : profondeur de la structure, tel que $z=h$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

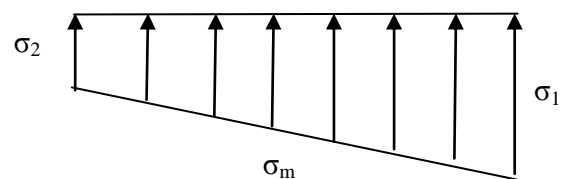


Figure VIII-3 : Diagramme des contraintes du sol

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier, et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$M_{xx} = 19835.65 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = 15067.19 \text{KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

		ELU			ELS		
Contraintes		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
Sens	Long	257.38	148.47	230.15	202.70	93.80	175.47
	Trans	266.53	139.31	234.72	211.86	84.64	180.05

$$\sigma_{sol} = 300 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 399 \text{KN} / \text{m}^2$$

Dans tous les cas on a $\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$

Remarque : Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier

VIII-4 ferrailage du radier

VIII-4-1 ferrailage de la dalle

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Calcul des sollicitations

Etat limite ultime

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_{urad}}{S_{rad}} \right) \cdot 1 \text{m} = 234.72 - \frac{4373.28}{140.30} = 203.55 \text{KN/ml}$$

Etat limite de service

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_{srad}}{S_{rad}} \right) \cdot 1m = 180.05 - \frac{3239.47}{140.30} = 156.96 \text{KN/ml}$$

On a :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.00} = 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

• Calcul à L'ELU

$$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0.0368 \times 203.55 \times (4.00^2) = 119.85 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1.00 \times 119.85 = 119.85 \text{KN.m}$$

• Calcul à L'ELS

Calcul des moments M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x \times q_s l_x^2 = 0.0368 \times 156.96 \times (4.00^2) = 92.42 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1.00 \times 92.42 = 92.42 \text{KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

Moments sur appuis : $M_{a-x} = 0.5 \times 119.85 = 59.92 \text{KN.m}$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 119.85 = 59.92 \text{KN.m}$$

Moments en travée : $M_{t-x} = 0.75 \times 119.85 = 89.89 \text{KN.m}$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 119.85 = 89.89 \text{KN.m}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

		appuis	M(KN.m)	μ	obs	β	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
		travée						
L'ELU	xx	appuis	59.92	0.056	SSA	0.971	6.45	5HA14 = 7.69
		travée	89.89	0.084	SSA	0.956	9.82	5HA16 = 10.05
	yy	appuis	59.92	0.056	SSA	0.971	6.45	5HA14 = 7.69
		travée	89.89	0.084	SSA	0.956	9.82	5HA16 = 10.05

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

VIII-4-2 Vérification

- **vérification de la condition de non fragilité du béton**

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{Lx}{Ly} \right] = 100 \times 30 \times \frac{0.0008}{2} \left[3 - \frac{4.00}{4.00} \right] = 2.40 cm^2$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour FeE400

❖ Aux appuis

$$A_{ax} = 7.69 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{ay} = 7.69 cm^2$$

❖ En travée

$$A_{tx} = 10.05 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{ty} = 10.05 cm^2$$

- **Vérification de l'espacement des barres :**

$$St \leq \min \{ 3h, 33cm \} = 33cm$$

$$S_t^{max} = 25cm < 33cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 MPa \right\} = 2.5 MPa$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{203.55 \times 4.00}{2} = 407.10 KN$$

$$\tau_u = \frac{407.10 \times 1000}{1000 \times 275} = 1.48 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VIII-5 Etude du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 0,60 m, encastré d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

$$\text{L'ELU} : M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{203.55 \times 0.60^2}{2} = -36.64 \text{ KN.m}$$

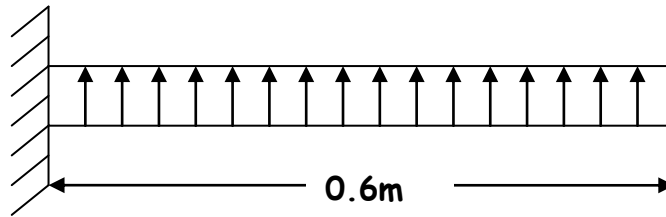


Figure VIII-4 : schéma statique de débord

• Ferrailage de débord

	M(KNm)	μ	obs	β	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{dd}} (\text{cm}^2)$
ELU	36.64	0.034	SSA	0.983	3.89	5HA14=7.69

• Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte pour: } 4 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2. \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

VIII-6 Etude de la nervure

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal

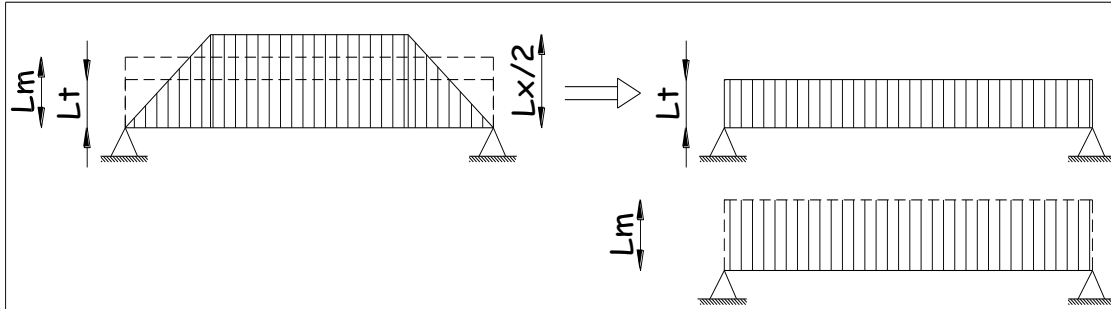


Figure VIII-5 : Présentation des chargements simplifiés.

✓ Effort tranchant

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

✓ Moment fléchissant

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

B) Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

✓ Effort tranchant

$$(1) \Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$$

✓ Moment fléchissant

$$(2) \Rightarrow L_m = 0,333 \times L_x$$

VIII-5-8-3 Calcul à l'ELU

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Tableau : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

Valeurs de calcul des revenant a la nervures des panneaux de gauche								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm g	Lt g	Pm g	Pt g
1-2	4	4	1	203.55	1.33	1.00	270.72	203.55
2-3	4	4	1	203.55	1.33	1.00	270.72	203.55
3-4	4	3	1.33	203.55	0.82	0.67	166.91	136.38
4-5	4	2.5	1.6	203.55	0.29	0.4	59.03	81.42

Tableau : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite

Valeurs de calcul des revenant a la nervures des panneaux de droite								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm d	Lt d	Pm d	Pt d
1-2	4	4	1	203.55	1.33	1	270.72	203.55
2-3	4	4	1	203.55	1.33	1	270.72	203.55
3-4	3	4	0.75	203.55	1.22	0.94	248.33	191.34
4-5	2.5	4	0.625	203.55	1.09	0.86	221.87	175.05

Travée	Pm g KN/m	Pm d KN/m	Pt g KN/m	Pt d KN/m	Σ Pm KN/m	Σ Pt KN/m
1-2	270.72	270.72	203.55	203.55	541.44	407.10
2-3	270.72	270.72	203.55	203.55	541.44	407.10
3-4	166.91	248.33	136.38	191.34	415.24	327.72
4-5	59.03	221.87	81.42	175.05	280.90	256.47

Ta

bleau.VIII.5. Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

a) Détermination des sollicitations

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

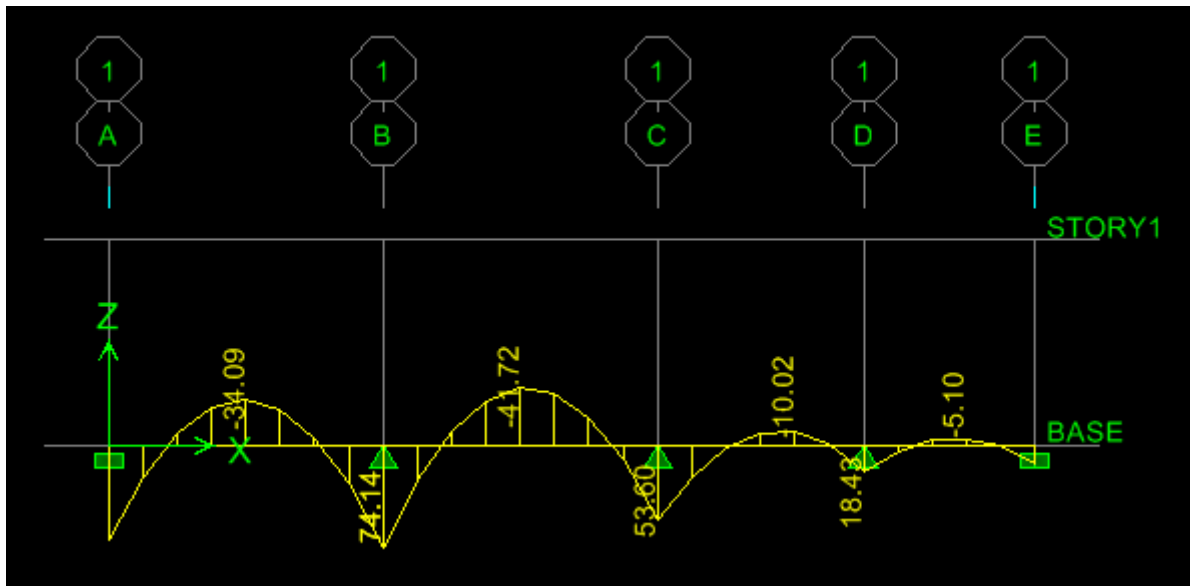


Figure VIII-5 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

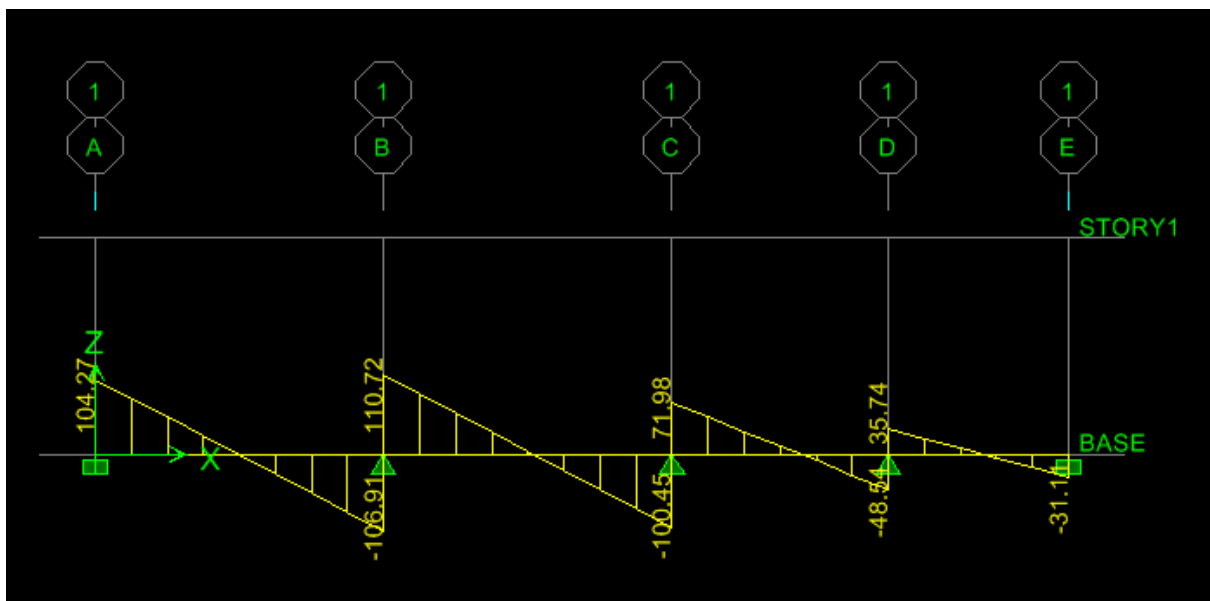


Figure VIII-6 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

Le ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travées ou en appuis.

$$M_{a \max} = 741,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 417,2 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm} ; d = 117,75 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} .$$

Tableau : Calcul des armatures de la nervure

Zone	$M_u (kN.m)$	μ	μ_1	Obs	β	$A(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Appuis 1-2	741,40	0,083	0,392	S.S.A	0,956	18,92	8HA20=25.13
Travée 1-2	417,20	0,047	0,392	S.S.A	0,975	10,44	8HA14=12,31

b) Armatures transversales**Espacement des armatures**

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{30 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en zone courante}$$

c) Armatures transversales minimales

$$A_{t,\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

d) Vérifications à L'ELU**d-1 Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 117,75 \times 2,1}{400} = 6,40 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

d-2 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1107,2 \times 10^3}{450 \times 11775} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d-3 Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :✓ **Influence sur le béton**

$$V_u = 0,267 \times b_o \times a \times f_{c28}$$

A-N :

$$V_u = 0,267 \times 0,45 \times 0,9 \times 1,17 \times 25 \times 10^3 = 3162,94 \text{ KN} > 1107,2 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

✓ **Influence sur les armatures inférieures**

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0,9 d} \right| \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(1107,2 \times 10^3 - \frac{417,2 \times 10^6}{0,9 \times 117,75} \right) = -81,35 \text{ cm}^2.$$

Les sections adoptées vérifient cette condition.

VIII-3 Vérification à l'ELS▪ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{741,4}{586,10} = 1,26$$

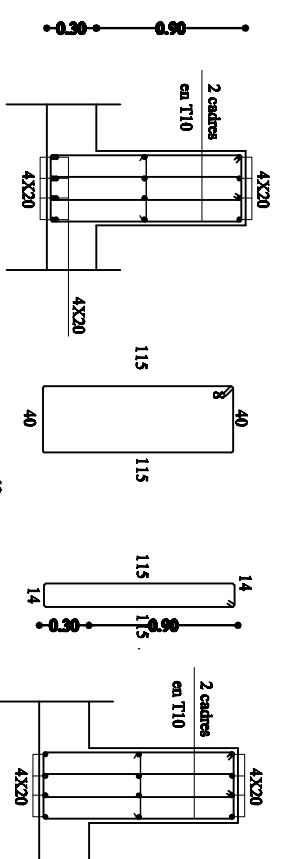
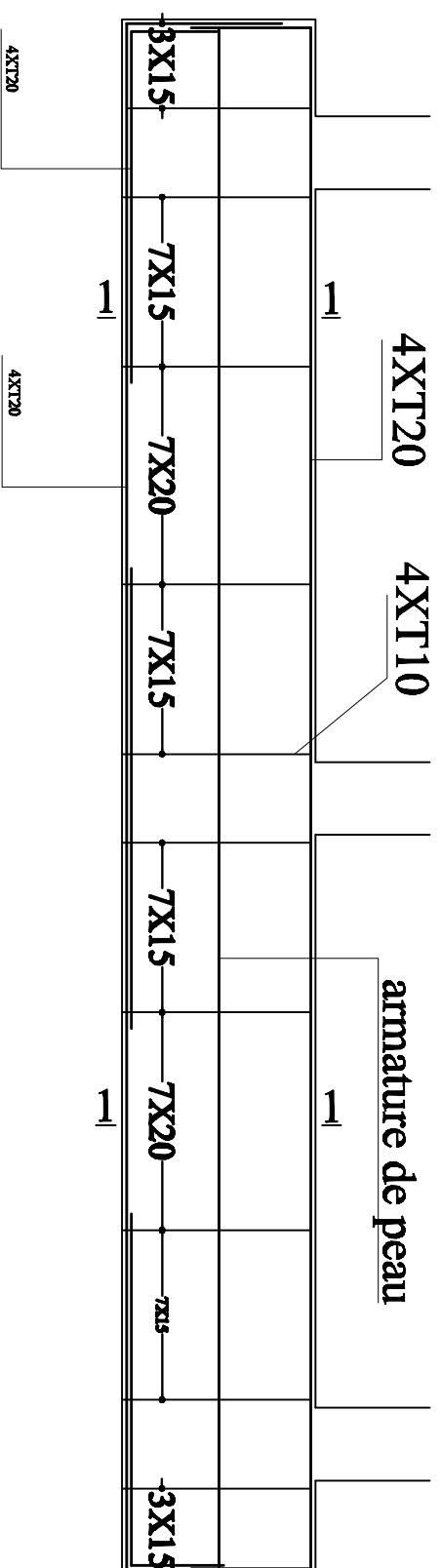
$$\alpha = 0,138 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,38 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

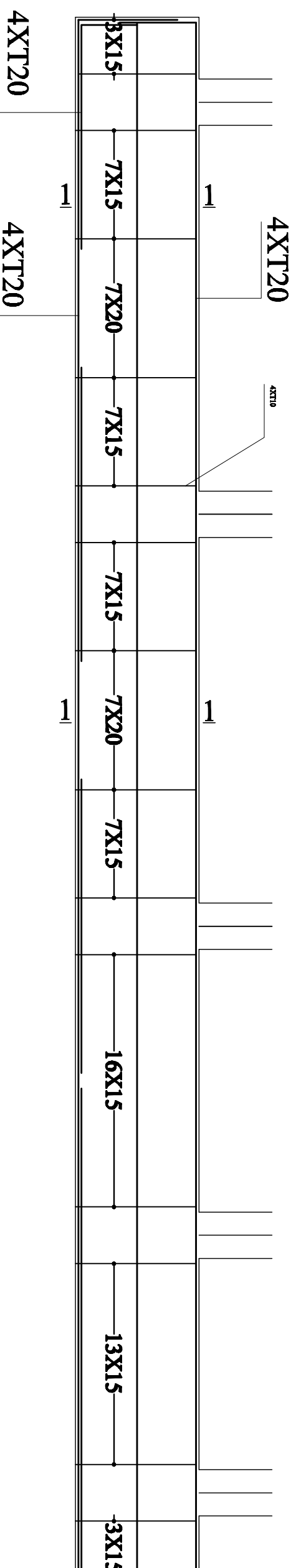
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{417,2}{389,6} = 1,07$$

$$\alpha = 0,090 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,285 \quad \text{Condition vérifiée}$$

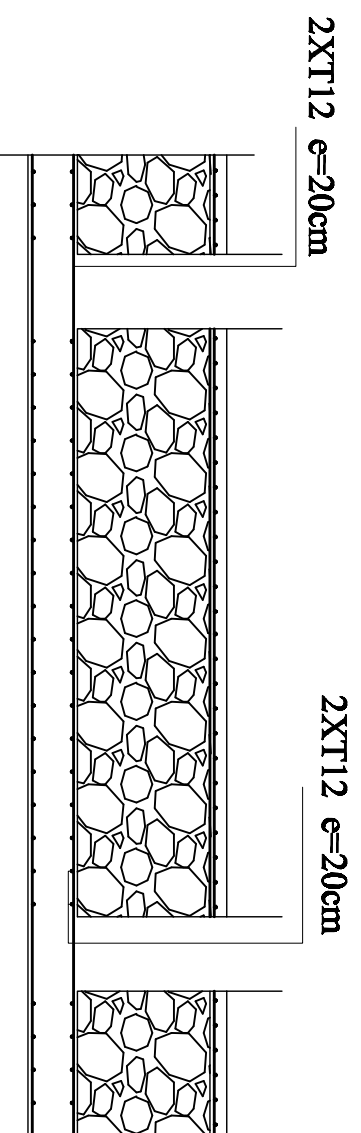
Donc il n'y a pas lieu de faire les vérifications à l'ELS.



FERRAILLAGER DE NERVURE SENS TRANSVERSALE



FERRAILLAGER DE NERVURE SENS LONGITUDINALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

ETUDE PAR :
 AIMEUR ROSS
 DJEMAH Nerval
 BENADDACHE Hocine

TITRE:
 Ferrillage de la nervure

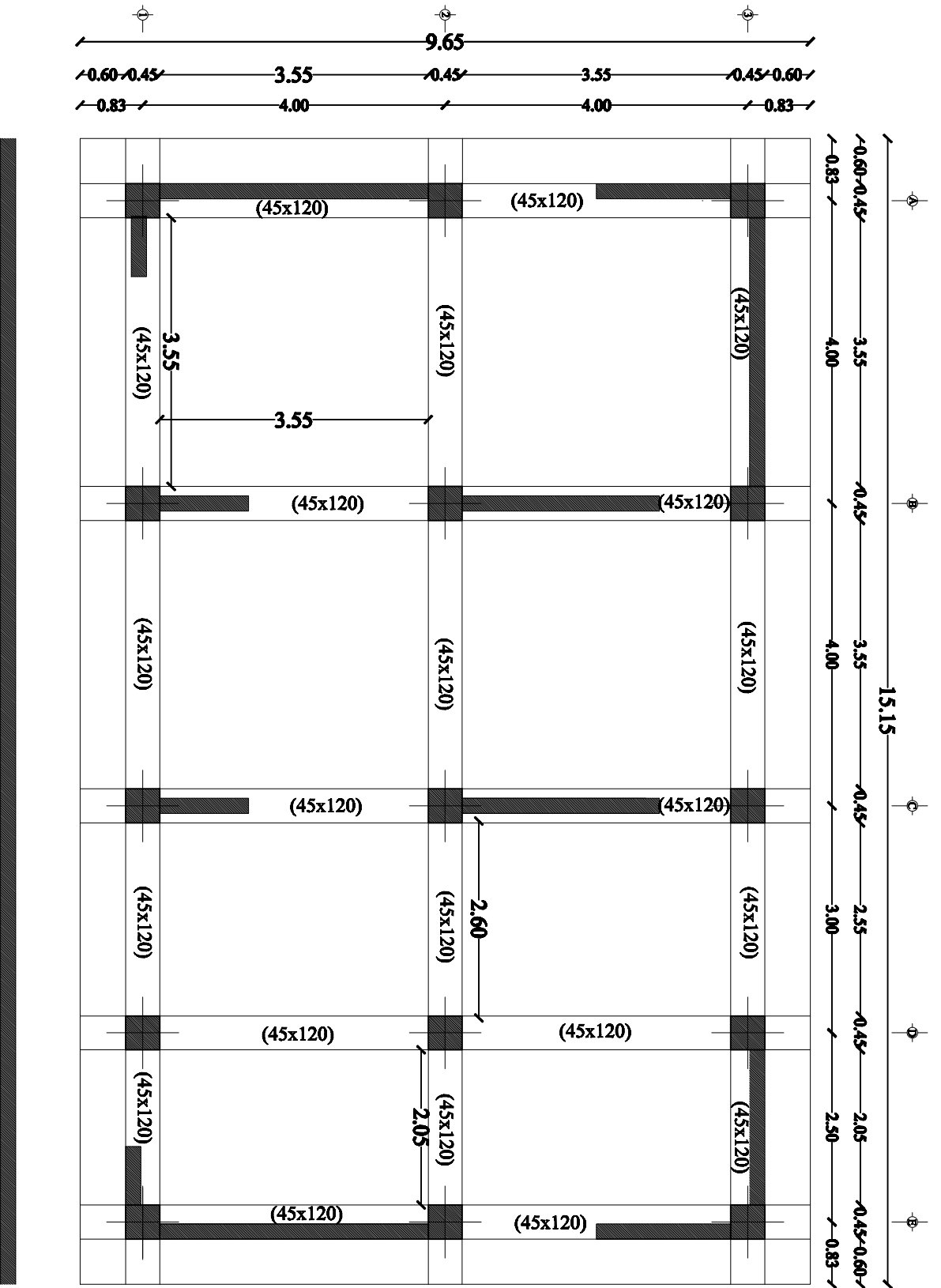
DIRIGE PAR :
 Mr LOUZAI

PLANCHE N°

ECHELLE

PROMOTION 2011-2012

PLAN DE FONDATION



Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apportées un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit à des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

RPA99 v2003,
DTR B.C. 2.2,
BAEL 91,

Ouvrages :

Construire parasismique.....Milan Zacek
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod

Cours et TD des années de spécialité.

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.