

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

De fin d'études

*En vue de l'obtention du
diplôme De Master
professionnel en Génie civil*

OPTION : Construction civile et industrielle(CCI)

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) À
OSSATURE MIXTE CONTREVENTÉ PAR
VOILES PORTEURS (LOGICIEL ROBOT)**



Proposé et dirigé par :

Mr: BOUKAIS Said

Présenté par

M^{elle} : MADI Djaouida

M^{elle} : MOUCER Dahbia

Promotion 2012-2013

Remerciement :

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

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

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

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

Merci.

Dédicace :

Tout d'abord, je remercie le bon Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dois dire que Chaque mot, chaque phrase, chaque ponctuation et chaque lettre que j'y ai inscrite ont une seule et même signification
« J'ai la chance d'avoir les meilleurs parents du monde, je ne pourrai vous remercier autant ».

❖ A ma petite famille :
mes sœurs ; Flora, Taous, Aldjia, Hassina, Dalila, mes très chère
frères : Chafaa, Tahar, Mouhand. les enfants de mes frères Jugurta, Dihia,
Massi, Zahia, Akcel .
mes cousins, cousines .ma tante Zahra et sa famille.

❖ A mes amis(es)
Boubakeur et sa famille ,Saida, Sonia ,Sabiha, Sabrina, Ouafa, Kahina

❖ mon binôme Dahbia

❖ A tous mes camarades de la promotion

❖ A tous ceux qui m'ont soutenu et aidé pour la réalisation de ce modeste travail
et a Tous ceux qui me sont chers.

Djaouida

Dédicace :

A mes très chers parents
A ma grande mère.
A mes frères
A mes sœurs et leurs maris
A tout mes neveux.
A mon fiancé et sa e famille
A tous mes amis(es)

DAH BIA

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II Pré dimensionnement des éléments	10
Planchers	10
Poutres	10
Poteaux.....	12
Voiles	21
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux.....	24
Plancher.....	24
Balcon.....	43
Escalier.....	48
Acrotère	72
Porte à faux.....	79
Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT.....	83
Chapitre V : Vérification RPA.....	104
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	111
Chapitre VII: Ferrailage des poteaux	128
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....	146
Chapitre IX : Ferrailage de l'infrastructure.....	162
Conclusion générale	

Introduction Générale

Introduction générale

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

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

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

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 à ossature mixte contreventé par voiles porteurs, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT.

Chapitre I:

Présentation de l'ouvrage

I-1- Présentation d'ouvrage :

L'étude porte sur un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, qu'est implanté à Béni_ Douala Wilaya Tizi-Ouzou, classée zone de moyenne sismicité (IIa) selon RPA.

I-1-1- Nature de l'ouvrage :

Est un bâtiment (R+8) à ossature mixte comportant :

- Un RDC à usage d'habitation ;
- Huit Etages courants à usage d'habitation
- une cage d'escaliers.
- une cages d'ascenseurs

I-1-2- Caractéristiques géométriques :

- hauteur totale :28.56 m ;
- longueur totale :28.10m ;
- largeur totale :17.50m ;
- hauteur d'étage :3.06m ;
- hauteur du RDC :4.08m ;
- hauteur de l'acrotère :0.60m.

I-1-3- Éléments de l'ouvrage :

a. ossature :

Le bâtiment est en ossature mixte, composé de poteaux et de poutre formant un système de portique, et des voiles en béton armé disposés dans les deux sens.

b. Plancher :

Les Planchers d'étage courants sont réalisés en corps creux et une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse comporte un complexe d'étanchéité et une forme de pente 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c. Maçonnerie :

▪ Murs extérieurs:

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.

▪ Murs intérieurs:

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

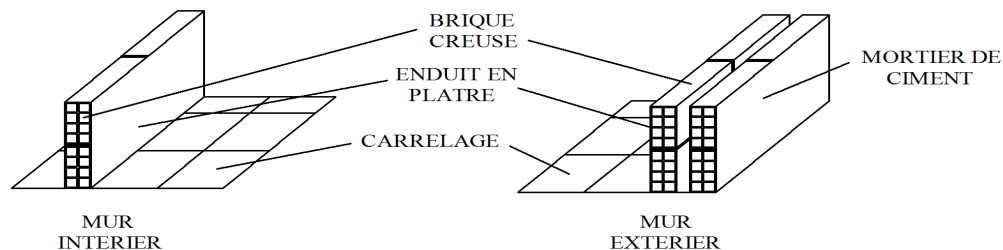


Figure .I.1 : La maçonnerie

a. Escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant l'accès à tous les niveaux, constitués de palier et de paillasse en béton armé coulés sur place.

b. Balcons :

Les balcons sont en dalle plain.

c. Revêtements :

Ils sont réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façade, et les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau avec étanchéité.

I-2- Caractéristiques des matériaux :

I-2-1-Béton :

Le rôle fondamental du Béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression, composé de :

- Liant hydraulique (ciment) ;
- Granulats (sable et gravier) ;
- Eau de gâchage.

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (noté f_{c28}).

Elle est déterminée par un essai axial sur éprouvettes normalisées.

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit:

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{(4.46+0.83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{(1.4+.95j)} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1,11})$$

b) Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}; \quad \text{avec } f_{c28} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 12})$$

c) Modules de déformations longitudinales:

❖ Module de déformation instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à (j) jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art2.1,21})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation différée :

Le cas de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/ Art 2.1.22})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$$

❖ Module de déformation transversale :

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

d) coefficient de poisson: (BAEL/Art 2.1.3)

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

e) Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'états limites :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

Il se produit par la perte d'équilibre, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage)

❖ Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

f) Contraintes limites :

❖ Contrainte limite de compression :

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ MPa (BAEL91 modifier 99/Art4.3, 41)}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.50$ Pour une situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées.

$\theta = 1.00$ Si la durée d'adaptation des actions est $> 24h$;

$\theta = 0.90$ Si la durée d'adaptation des actions est entre $1h$ et $24h$;

$\theta = 0.85$ Si la durée d'adaptation est $< 1h$.

❖ Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL 91/Art5.1, 1)

➤ $\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] = 3.33\text{MPa}$ fissuration peu nuisible.

➤ $\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ Contrainte de service à la compression : (BAEL 91/Art 4.5.2.)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60f_{c28} \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \text{ pour } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

a) Diagramme « contrainte – déformation » du béton :

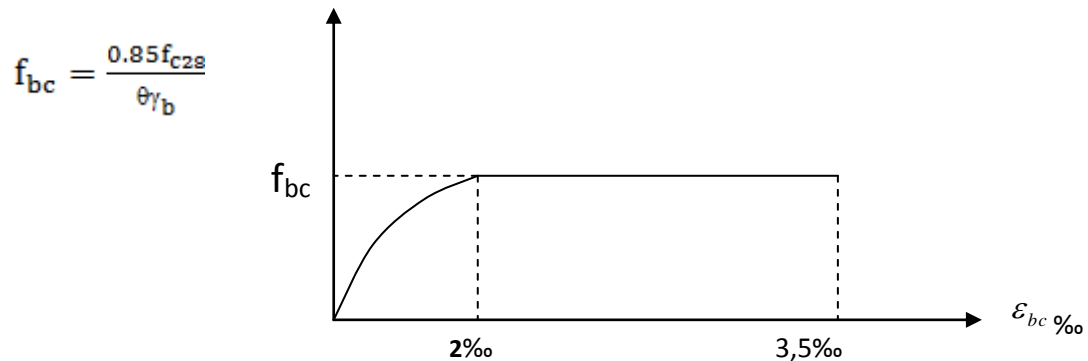


Figure .I.2.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton

I-2-2-Les aciers :

En général les aciers utilisés sont de trois types :

- Acier à haute adhérence (HA) :(F_eE 400, F_eE 500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500MPa.
- Treillis soudés de type 520MPa.

a) Module d'élasticité longitudinal : (BAEL/Art4.3.2)

Le module d'élasticité longitudinale (E_s) de l'acier est pris égal à : E_s = 200000 MPa.

b) Contrainte limite :

❖ Contrainte limite ultime (ELU) : (BAEL 91 /Art4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec: γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

c) Diagramme « contrainte – déformation » d'acier :

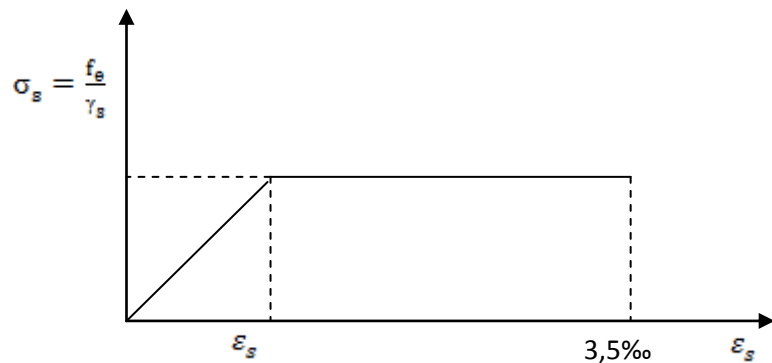


Figure I.2. : Diagramme contrainte- déformation d'acier

d) Contrainte limite de service (ELS):

Les vérifications à effectuer vis-à-vis de l'ouverture des fissures sont : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

❖ **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL 91/Art4.5, 32)}$$

❖ **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art4.5, 34})$$

Avec : η : Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$: pour les aciers ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$: pour les aciers hautes adhérences (HA)

e) Diagramme « contrainte – déformation »: (BAEL 91/Art2.2,2)

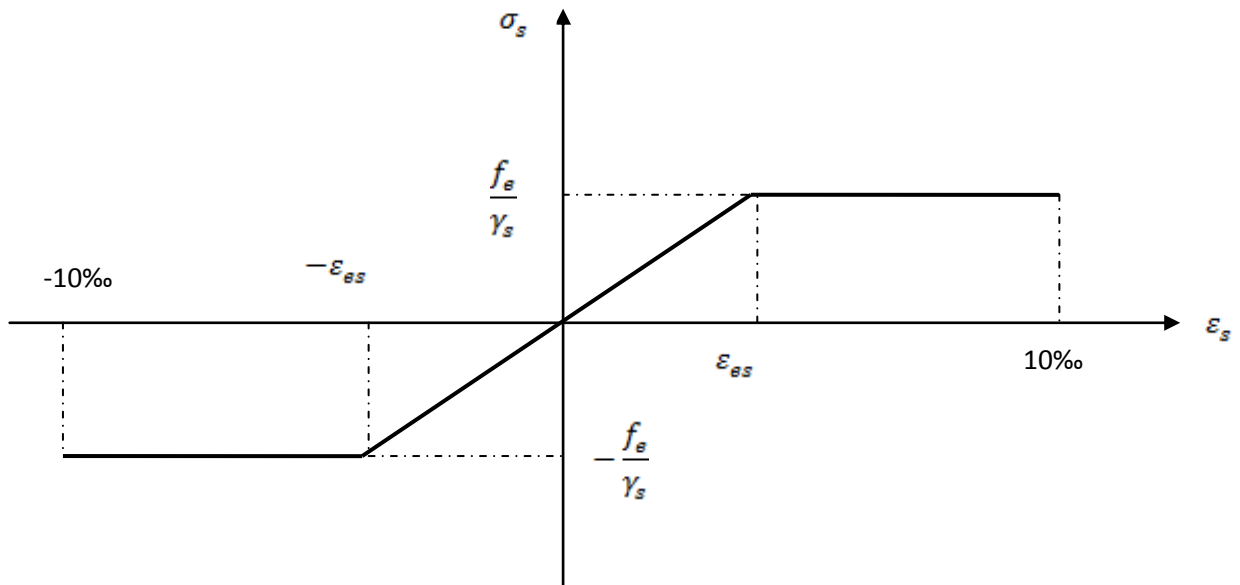


Figure .I.3 : Diagramme contrainte déformation pour les aciers.

Chapitre II:

Pré dimensionnement des éléments

II-1- Pré dimensionnement des éléments :

II-1-1- Planchers :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.
la hauteur totale du plancher, notée (h_t) et donnée comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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

Dans notre cas : $L_{\max} = (400 - 25) = 375\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.66\text{cm}$$

Alors : on opte pour un plancher de (16+4) qui sera valable Pour tous les étages courants :

- 16 cm la hauteur du corps creux ;
- 4 cm la hauteur de la dalle de compression.

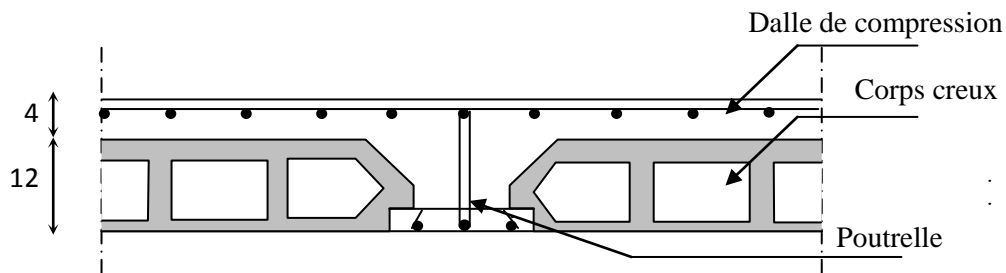


Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher courant.

II-1-2- Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données dans les relations suivantes.

❖ La hauteur de la poutre est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{15}$$

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré.

❖ La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7h$$

La hauteur de poutre et la largeur doivent respecter les conditions de RPA99

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

a. Sens longitudinal (poutre principale) :

❖ La hauteur de la poutre :

$$L_{\max} = (430-25) = 405\text{cm.}$$

$$\frac{405}{20} = 20.25 \leq h \leq \frac{405}{15} = 27 \text{ cm}$$

On prend $h=35\text{cm}$

❖ La largeur de la poutre :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 (35) = 14\text{cm} \leq b \leq 0,7(35) = 24.5\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

❖ Vérifications relatives aux exigences du RPA :(RPA99, Art 7.5 .1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 35/25=1,4 \leq 4 \quad \rightarrow \text{condition Vérifiée}$$

b. Sens transversal (poutre secondaire) :

❖ La hauteur de la poutre :

$$L_{\max} = (400-25) = 375\text{cm}$$

$$\frac{375}{20} = 18.75\text{cm} \leq h \leq \frac{375}{15} = 25\text{cm}$$

On prend **h=30cm**.

❖ **La largeur de la poutre :**

$$0,4(30) = 12\text{cm} \leq b \leq 0,7(30) = 21\text{cm}$$

On prend **b = 20cm**

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

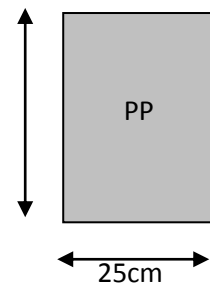
$b \geq 20 \text{ cm}$	$20 \geq 20 \text{ cm}$	→	condition Vérifiée.
$h_t \geq 30\text{cm}$	$30 \geq 30 \text{ cm}$	→	condition Vérifiée.
$h_t / b \leq 4$	$30 / 20 = 1,5 \leq 4$	→	condition Vérifiée.

Conclusion :

On prend donc :

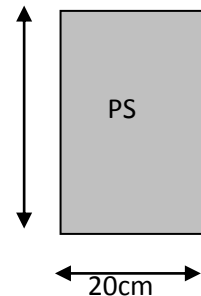
➤ les poutres principales : **(25x35) cm²**

35cm



➤ les poutres secondaires : **(20x30)cm²**

30cm



II-1-3- Les Poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

B : la section du poteau.

Ns: effort normal.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Selon le (RPA99, modifié en 2003 A .7.4.1)**

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

- Min : $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ \Rightarrow zone I et II
- Min : $(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow zone III
- Min : $(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq (b_1, h_1) \leq 4$

II-1-3-1- Descente de charges :

1. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes :

➤ **Plancher terrasse :**

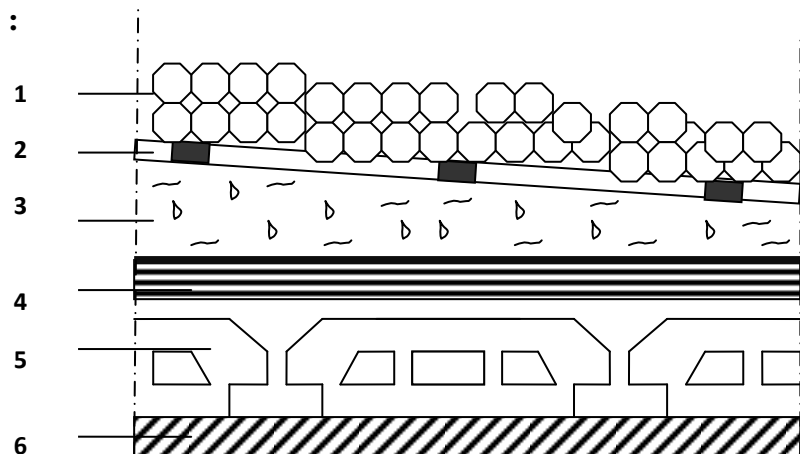


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : la valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (kg/m ²)
01	Couche de gravier	1700	0.05	85
02	Etanchéité multicouche	600	0.02	12
03	Béton en forme de pente	2200	0.05	110
04	Isolation thermique	400	0.04	16
05	Plancher en corps creux (16+4)	1400	0.20	280
06	Enduit sous plafond	1200	0.02	24
				Totale $G_t = 527 \text{ kg/m}^2$

➤ **Etage courant :**

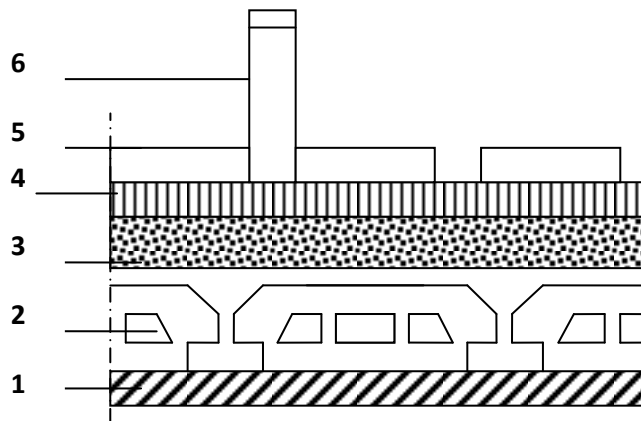


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.2: la valeur de la charge permanente G_t de l'étage courant et RDC

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	Epaisseur	Charge G_t (kg/m ²)
01	Enduit plâtre	1200	0.02	24
02	Plancher en corps creux(16+4)	1400	0.20	224
03	Couche de sable	1800	0.02	36
04	Mortier de pose	2000	0.02	40
05	Carrelage	2200	0.02	44
06	Cloison de séparation	900	0.1	90
				Totale $G_t = 514 \text{ kg/m}^2$

➤ **Maçonnerie :**

• **Mur extérieur :**

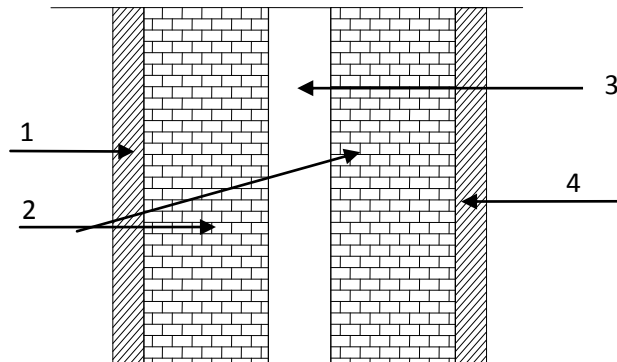


Figure II.4 : Coupe verticale du mur extérieur

Tableau II.3 : la valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G (kg/m ³)
01	Mortier de ciment	2200	0.02	44
02	Brique creuse	900	0.2	180
03	lame d'air	/	0.05	/
04	Enduit de plâtre	1200	0.02	24
Totale G = 248 kg/m²				

• **Mur intérieur :**

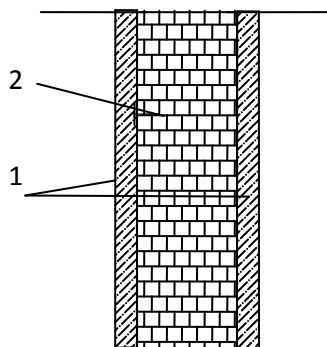


Figure II.5 : Coupe verticale du mur intérieur

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau II.4: la Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	Epaisseur(m)	Charge G(kg/m ³)
01	Enduit de plâtre	1200	0.04	48
02	Brique creuse	900	0.1	90
Totale G_t=138 kg/m²				

b. Les surcharges d'exploitations :

- Plancher terrasseQ = 1.00 KN/m².
- Plancher étage courantQ = 1.50 KN/m².
- Escaliers desservant les différents étagesQ = 2.50 KN/m².
- Plancher du RDCQ= 1.5 KN/m².
- Balcons.....Q= 3.5 KN/m².
- Acrotère.....Q= 1KN/m²

A. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

➤ Surface d'influence :

$$S_t = (3.95 \times 4.3) = 17 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{net}} = (2.025 \times 1.875) \times 2 + (2.025 \times 1.825) \times 2 = 15 \text{ m}^2$$

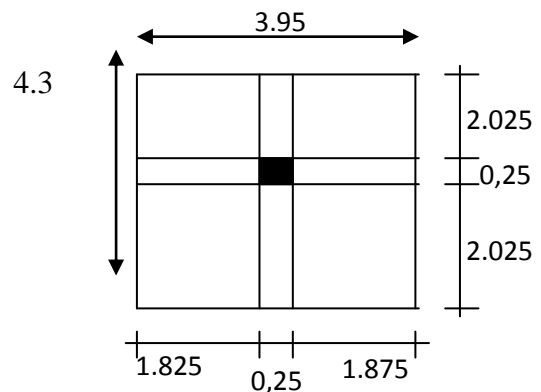


Figure II.6 : position du poteau le plus sollicité

B. Calcul du poids propre des poutres :

❖ Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.35 \times 0.25 \times 2.025) \times 2 \times 25 = 8.86 \text{ KN}$$

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

❖ Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (1.825 \times 0.3 \times 0.2) \times 25 + (1.875 \times 0.3 \times 0.2) \times 25 = 5.55 \text{ KN}$$

On aura alors le poids de la poutre $G_p = 14.41 \text{ KN}$

C. Calcul du poids propre des planchers :

❖ Plancher terrasse :

$$G_{pt} = 5.27 \times 15 = 79.05 \text{ KN}$$

❖ Plancher d'étage courant :

$$G_{pc} = 5.14 \times 15 = 77.1 \text{ KN}$$

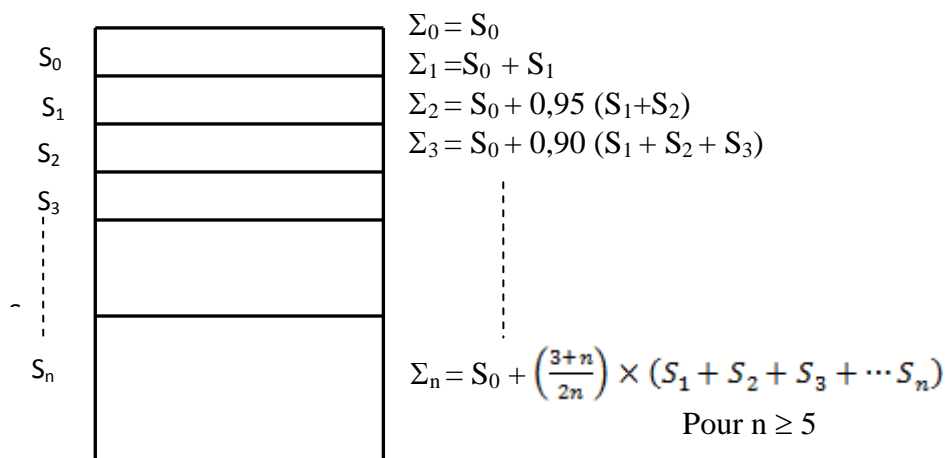
D. Calcul des surcharges d'exploitation :

❖ Plancher terrasse : $Q = 1,00 \times 17 = 17 \text{ KN}$

❖ Plancher d'étage courant : $Q = 1.50 \times 15 = 22.5 \text{ KN}$

❖ Plancher du RDC: $Q = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ KN}$.

2. La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :



Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau II-5 : Coefficients de degression des surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.71	0.68

NIV8	$Q_0 = 17\text{KN}$
NIV 7	$Q_0 + Q_1 = 17 + 22.5 = 39.5\text{KN.}$
NIV6	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17 + 0,95(22.5 \times 2) = 59.75\text{KN.}$
NIV5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17 + 0,9(22.5 \times 3) = 77.75\text{KN.}$
NIV4	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17 + 0,85(22.5 \times 4) = 93.5\text{KN.}$
NIV 3	$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17 + 0,8(22.5 \times 5) = 107\text{KN.}$
NIV2	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17 + 0,75(22.5 \times 6) = 118.25\text{KN.}$
NIV1	$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17 + 0,71(22.5 \times 7) = 128.8\text{KN.}$
RDC	$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17 + 0,68(22.5 \times 8) = 139.4\text{KN}$

II- 7-Loi de dégression des charges

II-1-3-2 Dimensionnement des poteaux :

Niv	KN								cm ²	
	plancher	Poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S trouvée	S adoptée
8	79.05	14.41	0.00	93.46	93.46	17	17	110.46	73.64	30x30
7	77.1	14.41	4.78	96.29	189.75	22.5	39.5	229.25	152.83	30x30
6	77.1	14.41	4.78	96.29	286.04	22.5	59.75	345.79	230.52	30x30
5	77.1	14.41	4.78	96.29	382.33	22.5	77.75	460.08	306.72	35x35
4	77.1	14.41	4.78	96.29	478.62	22.5	93.5	572.12	381.41	35x35
3	77.1	14.41	4.78	96.29	574.91	22.5	107	681.91	454.60	40x40
2	77.1	14.41	4.78	96.29	671.2	22.5	118.25	789.45	526.3	40x40
1	77.1	14.41	4.78	96.29	767.49	22.5	128.8	896.29	597.52	45x45
RDC	77.1	14.41	6.37	97.88	865.37	22.5	139.4	1004.77	669.8	45x45

II-1-3-3 Vérification au flambement :

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

❖ Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

L_0 : hauteur libre du poteau ;

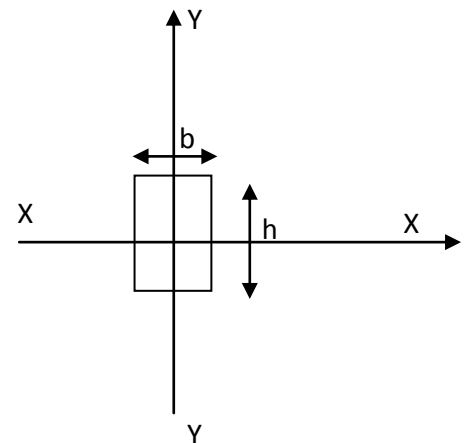
S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

D'où :

Dans le sens x-x :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$



Poteaux (30 x30) : $L_0 = 3,06$ m	\Rightarrow	$\lambda = 24.74 < 50$
Poteaux (35 x35) : $L_0 = 3,06$ m.	\Rightarrow	$\lambda = 21.20 < 50$
Poteaux (40 x40) : $L_0 = 3.06$ m.	\Rightarrow	$\lambda = 18.55 < 50$
Poteaux (45 x45) : $L_0 = 3.06$ m.	\Rightarrow	$\lambda = 16.49 < 50$
Poteaux (45x45) : $L_0 = 4.08$ m.	\Rightarrow	$\lambda = 21.98 < 50$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

II.3-3-4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 30cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 30cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
35x35	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 35cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 30cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
40x40	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 40cm \geq 25cm$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 30cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
45x 45	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 45cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4cm < 45cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4.$	Condition vérifiée

II -1-4 voiles :

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

Selon le RPA 99 modifié 2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante:

$$L \geq 4 a$$

Avec :

a: épaisseur du voile

L : portée min du voile

he : hauteur d'étage

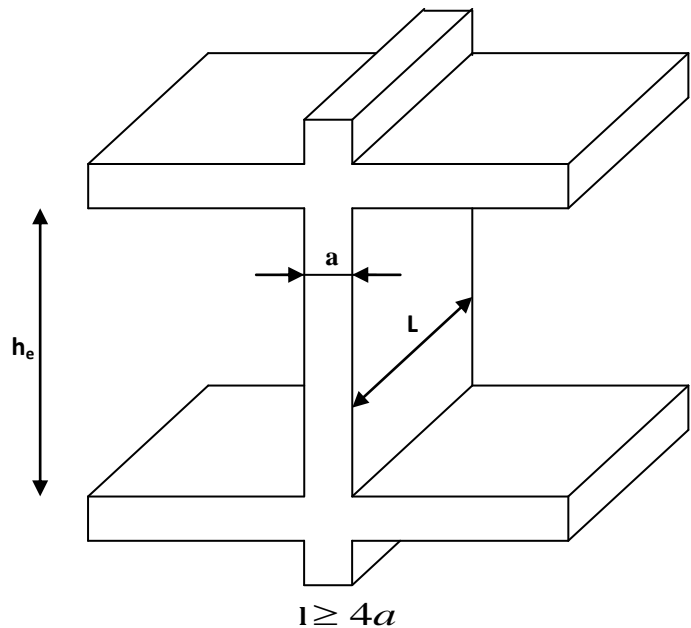


Fig-8 Coupe d'un voile en élévation

❖ Au niveau de R.D.C.

$$h_e = (408 - 20) = 388 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \quad \text{On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 20 \geq 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$L \geq 4a \quad \Rightarrow \quad 220 \geq 80 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Au niveau d'étage courant :

$$h_e = (306 - 20) = 286 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \quad \text{On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 20 \geq 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$L \geq 4a \quad \Rightarrow \quad 220 \geq 80 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

III- Calcul des éléments :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments comme les planchers, l'acrotère, les escaliers, les balcons, le port à faux.

III-1- Calcul des planchers :

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

III-1-1-Dimensionnement de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) coulée sur place,

Les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- 1 : entre axe des poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes

➤ **Les armatures perpendiculaires (\perp) aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_s} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend : } A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement } e_s = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$\text{On prend : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement } e_s = 20 \text{ cm}$$

Conclusion : pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (200X200) mm² avec 5T5/ml

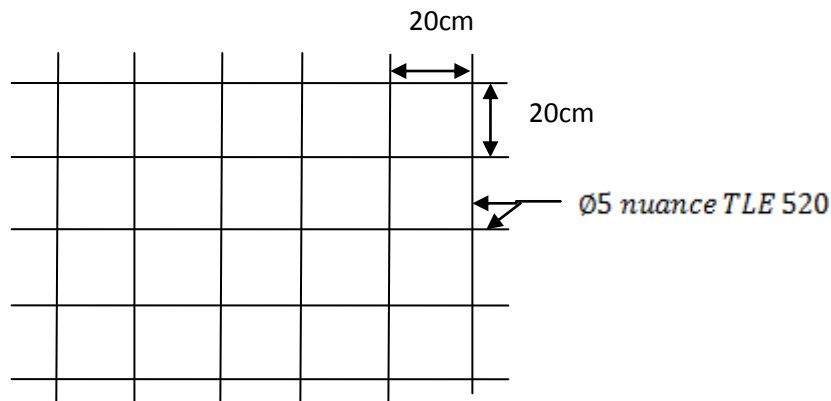


Fig.III.1.1 : Treillis soudés (200x200)

III-1-2-Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes.

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée ces deux extrémités,

Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qu'est de 0.95KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier.

- Poids propre : $G_1 = (0.12 \times 0.04) \times 25 = 0.12\text{KN/ml}$;
- Poids du corps creux : $G_2 = (0.65 \times 0.95) = 0.62\text{KN /ml}$;
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1\text{KN/ml}$.

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

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

➤ **Ferraillage à l'ELU** : Le calcul se fera pour la plus longue travée $L = 3.75\text{m}$; en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable

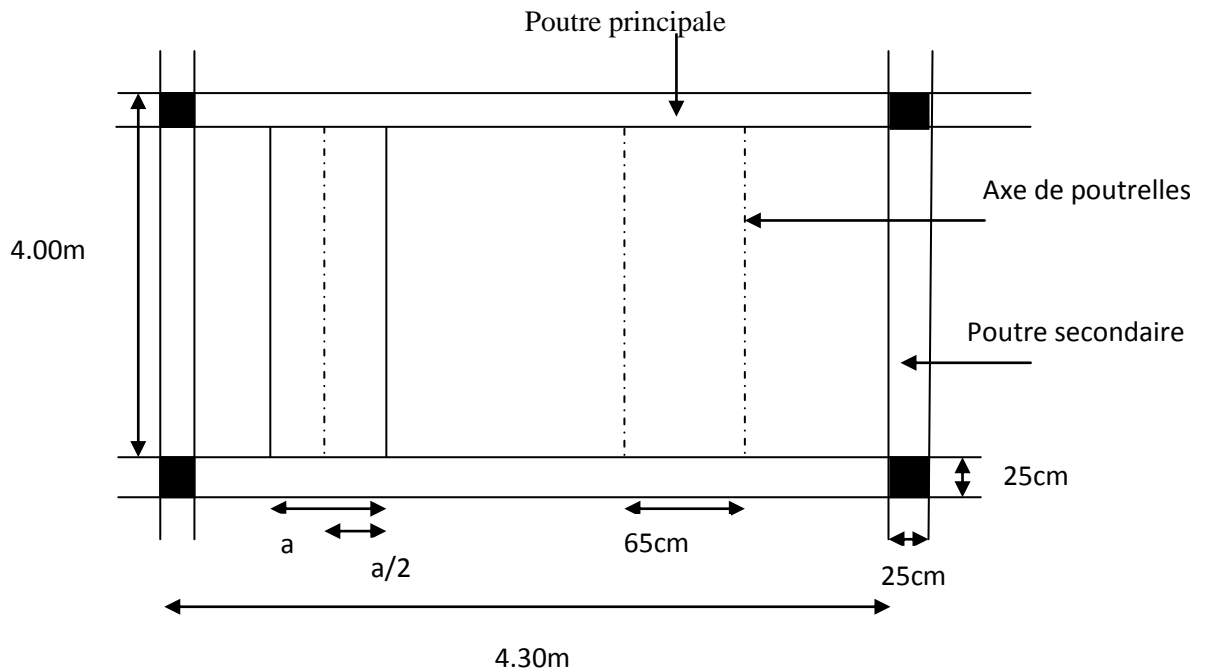


Fig III-1-2- surface revenant aux poutrelles

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times (1) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

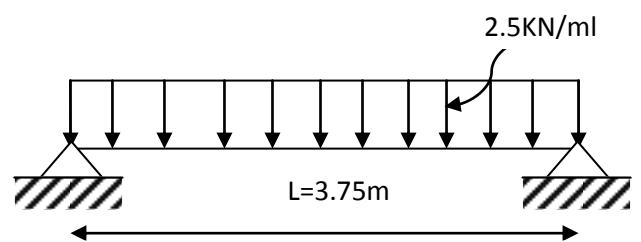
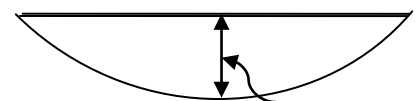


Fig III-1-3 : Schéma statique de la poutrelle

Moment max en travée :

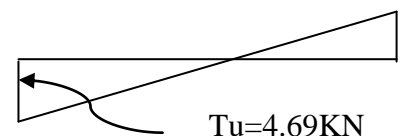
$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.75)^2}{8} = 4.39 \text{ KN/ml}$$



$$M_u = 4.39 \text{ KN/m}$$

Effort tranchant sur appuis :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.75}{2} = 4.69 \text{ KN}$$



$$T_u = 4.69 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

$$\text{Avec : } \mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}}$$

$b = 12 \text{ cm}$ largeur de la poutrelle,

$h = 4 \text{ cm}$ hauteur de la poutrelle,

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

$d = h - c = 2\text{cm}$ hauteur utile.

$$f_{b_u} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{4.39 \times 10^8}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.44 > \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée.}$$

Conclusion :

La hauteur de la poutrelle ne nous permet pas de disposer deux nappes d'armatures par conséquent il est nécessaires de prévoir un étayage pour aider la poutrelle à supporter les charges.

b) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en **Té** reposant sur plusieurs appuis, Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur

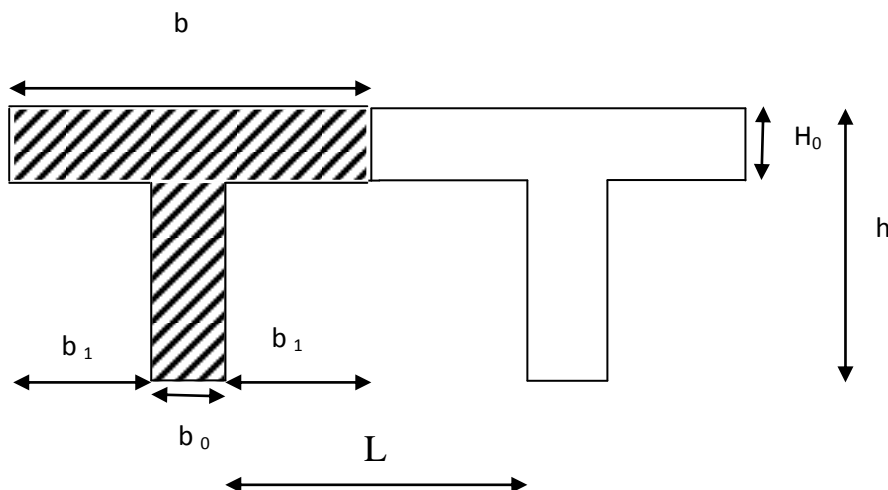


Fig III-1-4 : construction de la section en Té

❖ Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 12 + 4\text{cm}$, hauteur du plancher en corps creux.

$h_0 = 4\text{cm}$, hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la nervure.

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right\}.$$

L_0 : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles,

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

L : largeur de la plus grande travée,

$$L = 3.75\text{m.}$$

$$\text{D'où } b_1 = \min\{26.5; 37.5; 32\}.$$

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

b : largeur de la table de compression,

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

Remarque : nous considérons pour nos calculs le plancher d'étage courant car est le plus défavorable.

b-1) Combinaisons de charges :

- poids propre du plancher : $G = 5.14 \times 0.65 = 3.34\text{KN/ml}$,

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975\text{KN/ml}$.

A l'EL $\Rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.97\text{KN/ml}$,

A l'ELS $\Rightarrow q_s = G + Q = 4.32\text{KN/ml}$.

b-2) Choix de la méthode :

➤ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (ART B.6.2 .210/BAEL91 modifié 99).

1. Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharge

$$Q \leq \max[2G, 5\text{KN/ml}]$$

$$\begin{cases} 2G = 2 \times 3.34 = 6.68\text{KN/ml.} \\ Q = 0.975\text{KN/m} \end{cases}$$

$$0.975 \leq 6.68 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées, comme il n'y a pas de la variation de section \Rightarrow Condition vérifiée.

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25),

$$\text{C.-à-d} \quad 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.05}{3.95} = 1.03$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.95}{4.05} = 0.98$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{4.05}{4.05} = 1$$

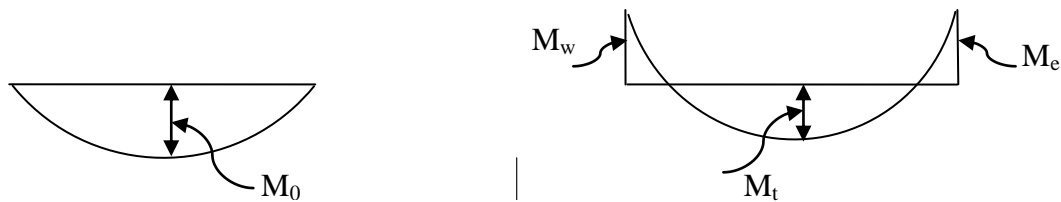
\Rightarrow Condition vérifiée

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

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

➤ **Principe de la méthode :**

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées (M_0), celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



FigIII-1-5 : Diagrammes des moments (principe de la méthode forfaitaire)

➤ **Exposé de la méthode :**

- α : le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérées.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec :

l : longueur de la travée entre nus d'appuis,

q : charge uniformément répartie.

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche à droite respectivement.
- M_t : moment maximum en travée.

Les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ M_t &\geq -\frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire.} \\ M_t &\geq -\frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend } M_t^{\max}$$

Les valeurs de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées,
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées,
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées,
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive.

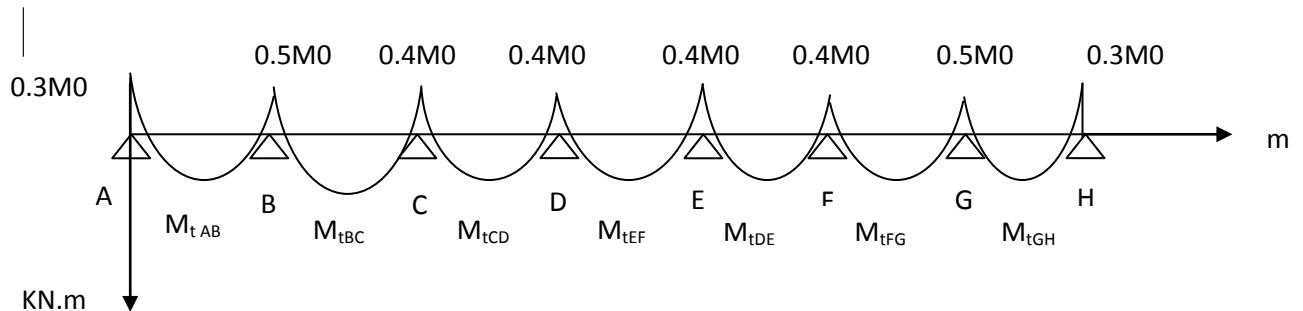


Fig III-1-6 : Diagramme des moments d'une poutre continue

➤ **Application de la méthode :**

- **Schéma statique de calcul :**

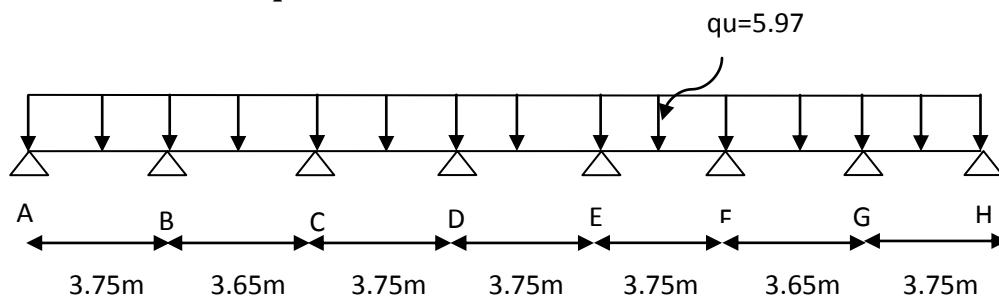


Fig III-1-7:Schéma statique de la poutre continue

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = \frac{0.975}{3.34+0.975} = 0.23$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.07 > 1.05$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.634 \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**

$$q_u = 5.97 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{5.97 \times (3.75)^2}{8} = 10.49 \text{ m} \quad , \quad M_{02} = \frac{5.97 \times (3.65)^2}{8} = 9.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{07} = 10.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = 9.94 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis:

$$M_A = 0.3 \times 10.49 = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times 10.49 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times 10.49 = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times 10.49 = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \times 10.49 = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.4 \times 10.49 = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.5 \times 10.49 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0.3 \times 10.49 = 3.15 \text{ KN.m}$$

Moments en travées:

$$\text{Travée AB} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{3.15 + 5.25}{2} + 1.07 \times 10.49 = 7.02 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.634 \times 10.49 = 6.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{5.25 + 4.20}{2} + 1.07 \times 9.94 = 5.91 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.534 \times 9.94 = 5.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } M_{tBC} = 5.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{4.20+4.20}{2} + 1.07 \times 10.49 = 7.02 \text{KN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.534 \times 10.49 = 5.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tCD} = 7.02 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} M_{tDE} \geq -\frac{4.20+4.20}{2} + 1.07 \times 10.49 = 7.02 \text{KN.m} \\ M_{tDE} \geq 0.534 \times 10.49 = 5.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tDE} = 7.02 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} M_{tEF} \geq -\frac{4.20+4.20}{2} + 1.07 \times 10.49 = 7.02 \text{KN.m} \\ M_{tEF} \geq 0.534 \times 10.49 = 5.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tEF} = 7.02 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} M_{tFG} \geq -\frac{4.20+5.25}{2} + 1.07 \times 9.94 = 5.91 \text{KN.m} \\ M_{tFG} \geq 0.534 \times 9.94 = 5.30 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tFG} = 5.91 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée GH} \begin{cases} M_{tGH} \geq -\frac{5.25+3.15}{2} + 1.07 \times 10.49 = 7.02 \text{KN.m} \\ M_{tGH} \geq 0.634 \times 10.49 = 6.65 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tGH} = 7.02 \text{KN.m}$$

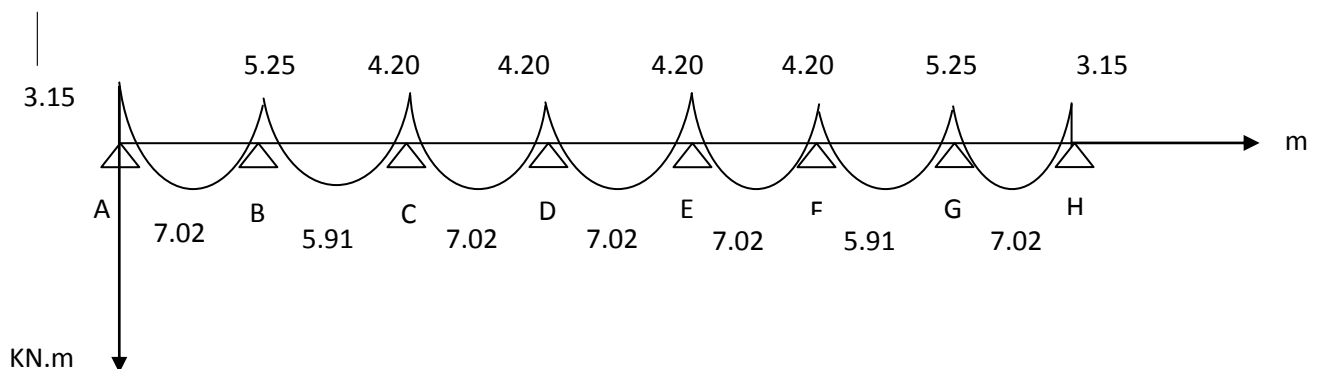


Fig III-1-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m)

➤ Efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec:

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}, \quad T_s = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

-Travée AB :

$$T_a = \frac{5.97 \times 3.75}{2} + \frac{(-5.25) - (-3.15)}{3.75} = 10.64 \text{ KN}$$

$$T_b = -\frac{5.97 \times 3.75}{2} + \frac{(-5.25) - (-3.15)}{3.75} = -11.75 \text{ KN}$$

-Travée BC : $T_b = 11.18 \text{ KN}$, $T_c = -10.60 \text{ KN}$

-Travée CD : $T_c = 11.19 \text{ KN}$, $T_d = -11.19 \text{ KN}$

-Travée DE : $T_d = 11.19 \text{ KN}$, $T_e = -11.19 \text{ KN}$

-Travée EF : $T_e = 11.19 \text{ KN}$, $T_f = -11.19 \text{ KN}$

-Travée FG : $T_f = 10.60 \text{ KN}$, $T_g = -10.18 \text{ KN}$

-Travée GH : $T_g = 11.75 \text{ KN}$, $T_h = -10.64 \text{ KN}$

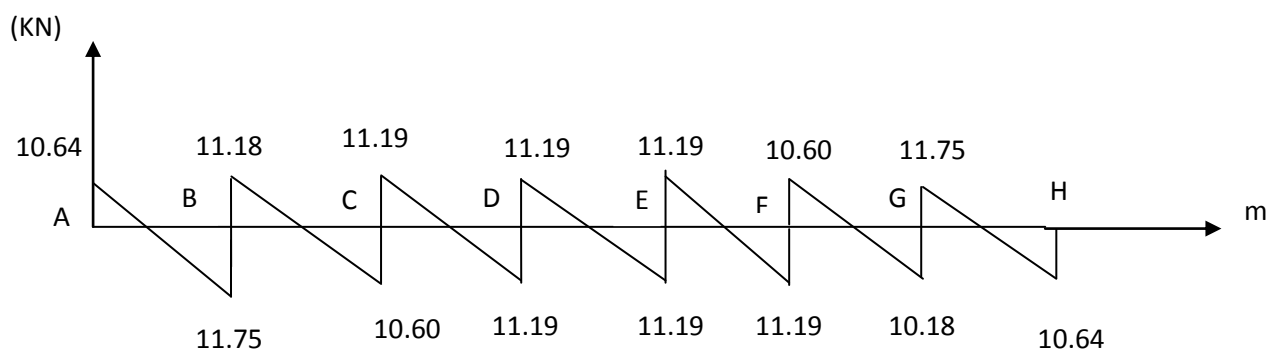


Fig III-1-9 : Diagramme des efforts tranchant (KN)

III-1-3 : Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximum :

- ✓ En travée : $M_t^{\max} = 7.02 \text{ KN.m}$
- ✓ Sur appuis : $M_a^{\max} = 5.25 \text{ KN.m}$

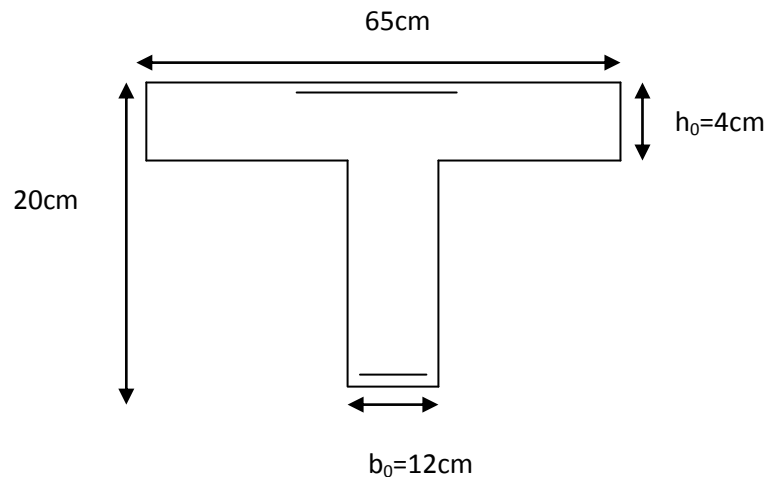


Fig III-1-10 : section de la poutre Té

a. En travée :

-Moment équilibre par la table de compression

$$M_0 = b h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 7.02 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression \Rightarrow le calcul se fera comme une section rectangulaire $b \times h$ (65×20)cm.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.02 \times 10^3}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_1 = 0.932 \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.02 \times 10^3}{0.988 \times 0.18 \times 348 \times 10^6} = 1.13 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

b. Sur appuis :

La table de compression se trouve dans la partie tendue de la section, donc nous aurons à étudier une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$M_a^{\max} = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.25 \times 10^3}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.095$$

$$\mu = 0.095 < \mu_1 = 0.932 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.95$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.25 \times 10^3}{0.95 \times 0.18 \times 348 \times 10^6} = 0.88 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 2\text{HA8} = 1.00 \text{ cm}^2$$

III-1-4- Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art A4-2.1/BAEL91 modifié 99)

• En travée

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.350 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/BAEL91 modifié 99)

$$T_u = T_u^{\max} = 11.75 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11.75 \times 10^3}{0.12 \times 0.18 \times 10^6} = 0.544 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/Art A.5.1,31) :

➤ **Sur le béton :**

$$T_{\max} = 11.75 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{\max} - \frac{M^{\max}}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left(11.75 - \frac{5.25}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.06 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = \psi f_{t28} \quad \text{avec} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum u_i} \quad \text{avec :}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres des armatures d'appuis.

$$u_i = n \times 2\pi R$$

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 2 \times \left(\frac{10}{2} \times 10^{-1} \right) = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.75 \times 10^3}{0.9 \times 0.18 \times 0.0942 \times 10^6} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.77 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Armatures transversales :

➤ **Diamètres des barres (Art A.7.2.2/BAEL91modifié99) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : diamètre maximal des armatures longitudinales 1cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t=2 \text{ HA8}=1\text{cm}^2$

➤ **Espacement des armatures (Art A.5.1.22/BAEL99) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

Soit $S_t=15\text{cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11.75 \times 10^3}{0.12 \times 0.18 \times 10^6} = 0.544\text{MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u^{\max}}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0.272, 0.4 \text{ MPa}\} = 0.4\text{MPa}$$

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{16.2; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22\text{MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

III-1-5 : Vérification à l'ELS :

Après application de la méthode forfaitaire exposée précédemment, on obtient les valeurs des moments isostatiques et des moments fléchissant et des efforts tranchants

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{4.32 \times (3.75)^2}{8} = 7.59\text{KN.m} \quad , \quad M_{02} = \frac{4.32 \times (3.65)^2}{8} = 7.20\text{KN.m}$$

$$M_{01}=M_{03}=M_{04}=M_{05}=M_{07}=7.59\text{KN.m}$$

$$M_{02}=M_{06}=7.20\text{KN.m}$$

- **Moment fléchissant :**

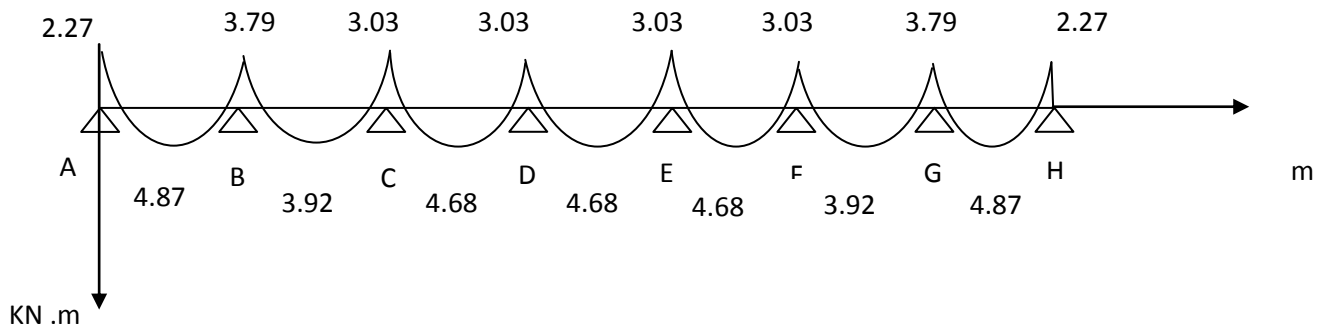


Fig III-1-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m)

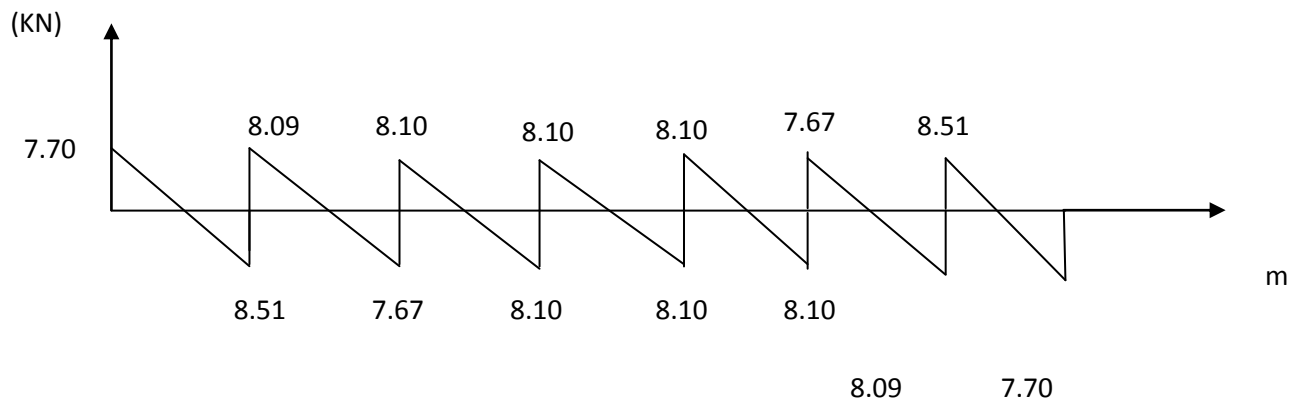


Fig III-1-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (KN)

➤ **Efforts tranchants :**

a. **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$, (Voir chapitre I)

✓ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

✓ $\sigma_s = \frac{M_s}{BdA_{st}}$

✓ σ_s : Contrainte de traction des aciers

✓ K_1 et B_1 sont tirés dans des tableaux en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

➤ Sur appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1.00}{12 \times 18} = 0.463 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.8965 \\ K_1 = 33. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3.79 \times 10^6}{0.8965 \times 180 \times 1 \times 10^2} = 234.86 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\sigma_{bc} = \frac{234.86}{33.4} = 7.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.87 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 134.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{134.50}{19.72} = 6.82 \text{ Pa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. L'état limite de déformation (Art A.5.1.22/BAEL91 modifié 99)

Les règles de BAEL91 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour des poutres associées à des ourdis lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec :

h: hauteur totale du plancher

L : portée libre de la poutrelle

M_t : moment fléchissant max en travée

M₀ : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique

$$\bullet \quad \frac{20}{375} = 0.053 > 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- $\frac{20}{375} = 0.053 > \frac{4.87}{15 \times 7.2} = 0.045 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

c . Calcul de la flache (Art. B6.5.2/BAEL91)

On doit vérifier que $f = \frac{M_{st} \times l}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3750}{500} = 7.5 \text{mm}$

\bar{f} : La flache admissible,

E_v : Module de déformation différée,

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (u + \lambda_v)}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée,

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

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

B_0 : section homogénéisée,

S_{ss} : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx.

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

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

$$B_0 = B + nA = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + 53 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{ss}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.10^3 + 12.9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24\text{cm}^2$$

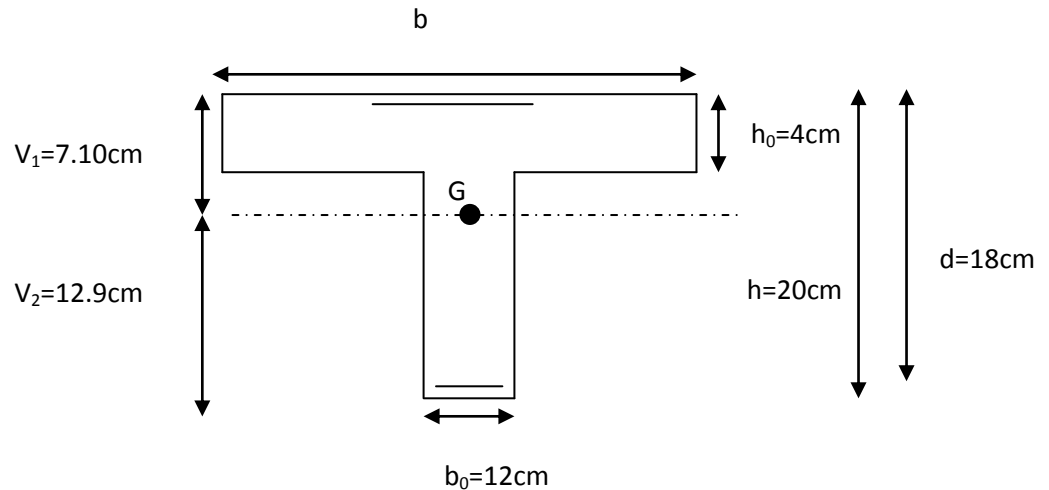


Fig III-1-13 : Schéma statique de calcul

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{St}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{8 \times b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times (2 + \frac{8 \times 12}{65})} = 1.5$$

$$u = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 134.50 + 2.1}; 0 \right\} = \max\{0.54; 0\} = 0.54$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (u \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + (0.54 \times 1.5)} = 12156.67\text{cm}^2$$

D'où la flache

$$f = \frac{M_t \times l}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4.87 \times 10^6 \times 3750^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 12156.67} = 5.21\text{mm}$$

$$f = 5.21\text{mm} < f = 7.5\text{mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

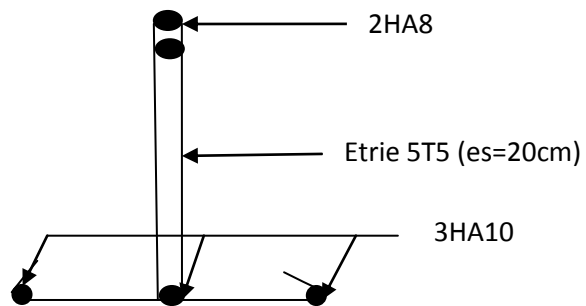


Fig.III.1.14 : Plan de Ferrailage de la poutrelle

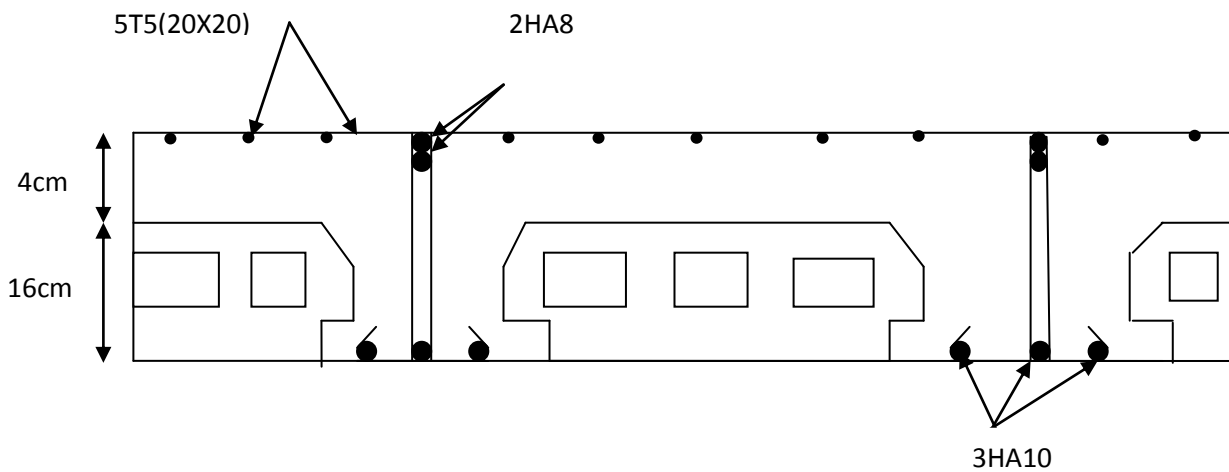


Fig.III.1.15 : schéma de Ferrailage de plancher d'étage

III.2. les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle plein reposante sur la poutre de rive,

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

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

$$e_p \geq \frac{95}{10} = 9.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } e_p = 15 \text{ cm}$$

III .2.1. Détermination des Charges et surcharges :

❖ Charges permanentes :

Tableau : III-2-1 caractéristique des éléments du balcon

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	Epaisseur	Charge G_t (kg/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2200	0.02	44
02	Mortier de pose	2000	0.02	40
03	Couche de sable	1800	0.02	36
04	Dalle pleine	2500	0.15	375
05	Enduit plâtre	1200	0.02	24
				Totale $G = 519 \text{ kg/m}^2$

❖ Poids propre du garde corps :

Tableau : III-2-2 caractéristique des éléments du garde corps

N°	Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	Epaisseur(m)	Charge G (kg/m ²)
01	Mortier de pose	2000	0.02x2	80
02	Mur en briques creuses	900	0.1	90
				Totale $g_t = 170 \text{ kg/m}^2$

❖ Charges d'exploitation :

Pour la dalle $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Pour la main courante $q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.2.2.combinaison des charges :

- **E.L.U**

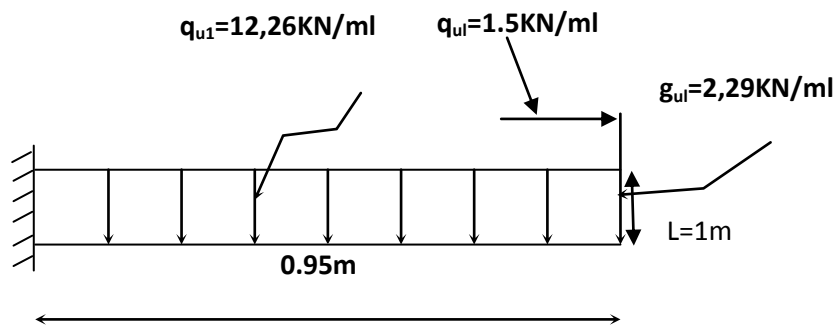
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 12,26 \text{KN/ml} \\ \text{Garde corps : } g_{ul} = (1,35 g) \times 1 = 2,29 \text{ KN/ml} \\ \text{Main courante : } q_{ul} = (1,5 \times q) \times 1 = 1,5 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

- **E.L.S**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dalle : } q_s = (G + Q) \times 1 = 8,69 \text{ KN/ml} \\ \text{Garde corps : } g_{sl} = (g) \times 1 = 1,7 \text{ KN/ml} \\ \text{Main courante : } q_{sl} = q \times 1 = 1 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

III.2.3. Ferrailage :

Le balcon sera calculé en flexion Composée pour une bande de 1m de large.



III.2.3. Schéma statique du balcon

1) Calcul à l'ELU :

a. Moment fléchissant :

- Moment provoqué par la surcharge q_u :

$$M_{qu} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{12,26 \times 0,95^2}{2} = 5,53 \text{KN.m}$$

- Moment provoqué par la surcharge g_{ul} :

$$M_{gul} = g_{ul} \times l = 2,29 \times 0,95 = 2,17 \text{KN.m}$$

- Moment provoqué par la main courante q_{ul} :

$$M_{qul} = q_{ul} \times L = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN.m}$$

- Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_{gul} + M_{qul} = 9.2 \text{ kN.m}$$

- b. Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l + g_{ul} = 12.26 \times 0.95 + 2.29 \text{ kN}$$

$$V_u = 13.85 \text{ kN}$$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{9.2 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.045 \leq 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.045 \quad \Rightarrow \quad B = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.2}{0.978 \times 0.12 \times 348 \times 10^3} = 0.225 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec ST = 25 cm

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec ST=25 cm

III.2.4. Vérifications à l'ELU :

- a. Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}, 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13.85 \times 10^3}{1000 \times 950} = 0.014 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

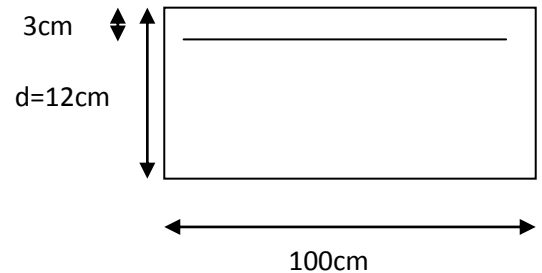
- b. Vérification de l'adhérence des barres : (B.A.E.L91.Art6.1.3)

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} = \frac{13.85 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$



c. Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $ST = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

\Rightarrow Condition vérifiée

Armatures de répartition : $ST = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

\Rightarrow Condition vérifiée

2) Calcul à l'ELS :

➤ Moment fléchissant :

Soit $M_S = M_{qs} + M_{gsl} + M_{qsl} = \frac{q_s l^2}{2} + g_{sl} + q_{sl}$

$$M_S = \frac{8.69 \times 0.95^2}{2} + 1.7 \times 1.2 + 1 \times 1 = 6.96 \text{ KN.m}$$

III.2.5. Vérification à l'E.L.S :

a. Condition de non fragilité : (B.A.E.L91-Art-A .4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{6.96 - 0.445 \times 12}{6.96 - 0.185 \times 12} \right] = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6.96}{1} = 6.96 \text{ m}$$

Donc $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée,

b. Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ \alpha_1 = 0.243 \end{cases}$$

$$K = \frac{0.243}{15(1-0.243)} = 0.021$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \{266.67; 195.23\} \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 195.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 195.23 = 4.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

c. Vérification de la flèche :

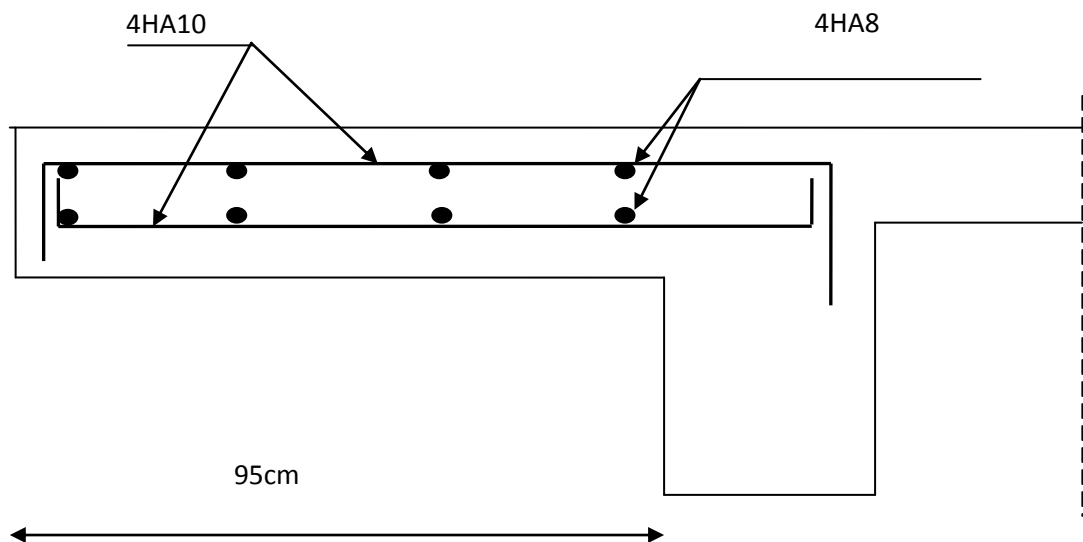
$$\text{a) } \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{0.95} = 0.16 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{16M_0} \Rightarrow 0.125 \geq \frac{6.96}{16 \times 6.96} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{6.96}{16 \times 6.96} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Conclusion

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



III.2.4. Ferrailage du balcon

III.3. Calcul des escaliers :

III.3.1. Définition :

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

Dans notre cas il est conçu en béton armé coulé en place.

III.3.1.1 Terminologie :

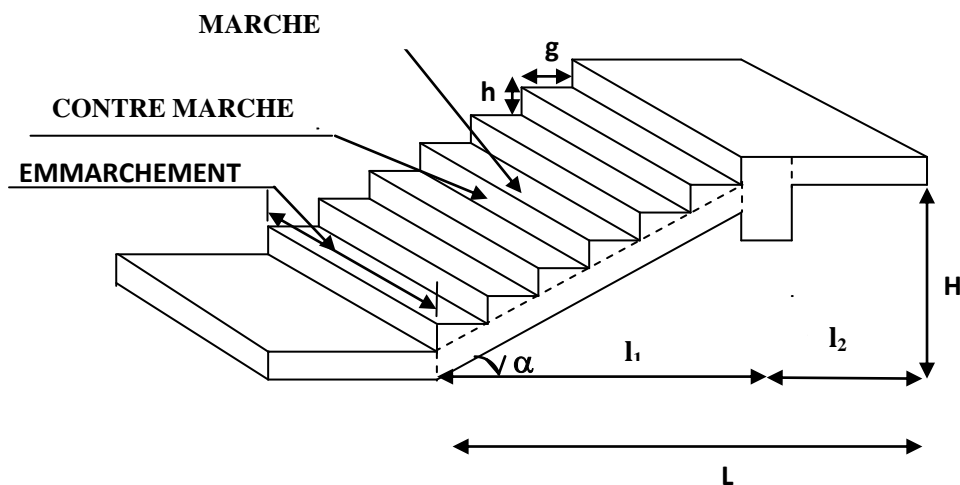


Figure III .3.1 : Schéma statique de l'escalier

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur d'une volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L_0 : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

III. .3.2 Pré dimensionnement de l'escalier :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL suivante :

avec :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

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

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

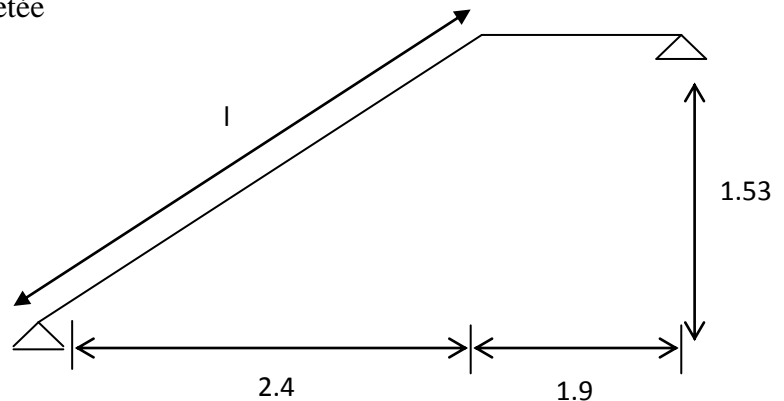
On prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

- Nombre de contre marches n
- Nombre de marche M
- La longueur de la paillasse projetée l_1

▪ **Application :**

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

- $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$
- $M = n - 1 = 9 - 1 = 8$
- $g = 30\text{ cm}$
 $59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66\text{cm}$ condition est vérifiée.
- L'emmarchement est de 120cm
- La longueur de la paillasse projetée
 $l_1 = g(n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm}$



III 3 .3 pré dimensionnement de la paillasse :

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

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad , \quad \text{Avec } L : \text{longueur du palier et de la paillasse}$$

$$\text{On a } tga = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 32,51 \text{ cm}$$

$$L = l_1 + l_2$$

$$L = 240 + 190 = 430\text{cm}$$

$$\frac{430}{30} \leq e_p \leq \frac{430}{20}$$

$$14.33 \leq e_p \leq 21.5$$

on opte pour $e_p = 17\text{cm}$

III-3-4.Détermination des sollicitations de calcul :

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

- **Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

-Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,17}{\cos(32,51)} \dots\dots\dots = 5,04 \text{ KN/ml}$

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

-Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

-Mortier : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

- Enduit plâtre : $0,02 \times 10 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,2 \text{ KN/ml}$

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

$$G_{\text{paillasse}} = 8,44 \text{ KN/ml}$$

➤ **Palier :**

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

- Poids (, mortier, carrelage et enduit) : $0,44 + 0,44 + 0,2 \dots\dots\dots = 1,08 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{palier}} = 5,33 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

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

- **Combinaison des charges et surcharges :**

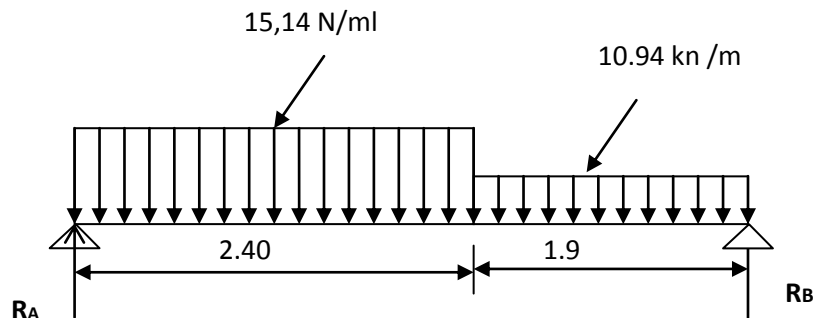
- Etat limite ultime : ELU

$$\begin{cases} q_u \text{ paillasse} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,44 + 1,5 \times 2,5 = 15,14 \text{ KN/ml} \\ q_u \text{ palier} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 2,5 = 10,94 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

-Etat limite de service : ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 8,44 + 2,5 \dots\dots\dots = 10,94 \text{ KN/ml} \\ q_{s \text{ palier}} = G + Q = 5,33 + 2,5 \dots\dots\dots = 7,83 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III-3-5. Ferrailage à l'ELU :



- Calcul des réactions d'appuis :

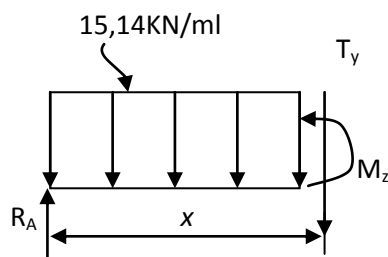
$$R_A + R_B = 57.12 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.78 \text{ KN}$$

$$R_B = 26.33 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

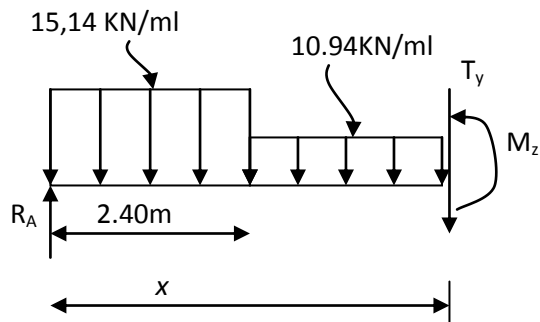
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$:



$$T_y = -15,14x + 30.78 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = +30.78 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -5.56 \text{ KN} \longrightarrow x = 2,40\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -15,14 \frac{x^2}{2} + 30.78x \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 30.26 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 4,3\text{m}$:



$$T_y = -10,94x + 20,70 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_y = -5,56 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -26,33 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 4,30\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 26,33x - (15,14 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 10,94 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \quad \begin{cases} M_z = 30,26 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 4,30\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15,14x + 30,78 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2 \text{ m}$.

Donc :
$$M_z^{max} = -15,14 \frac{x^2}{2} + 30,78x$$

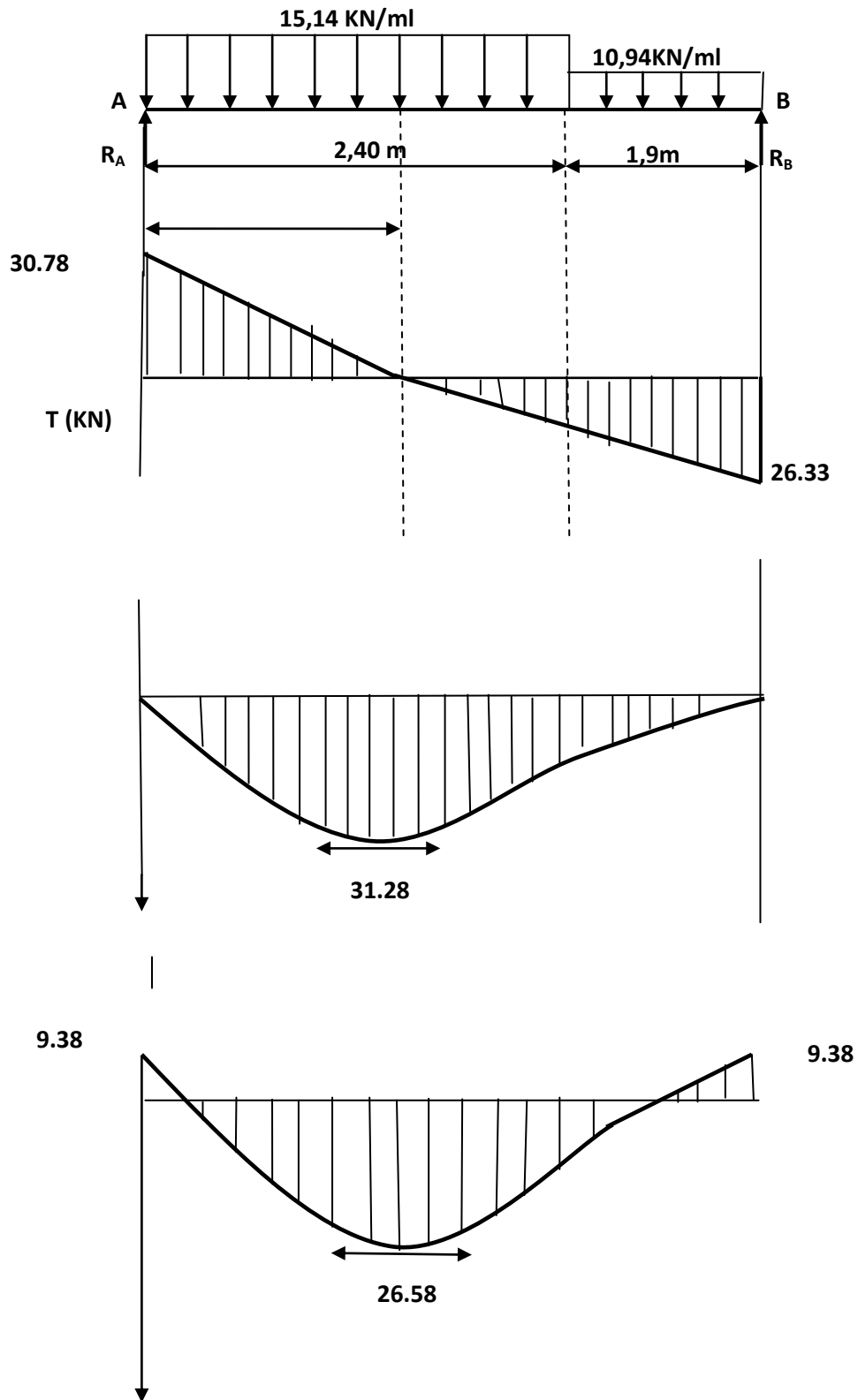
$$M_z^{max} = 31,28 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la poutre ,on multiplie les moments sur appuis par 0,3 et en travée par 0,85 et obtient les resultats suivants :

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{max} = -0,3 \times 31,28 = -9,38 \text{ KN.m.}$

En travées : $M_t = 0,85 M_z^{max} = 0,85 \times 31,28 = 26,58 \text{ KN}$

d) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :



- Calcul des armatures:

❖ Aux appuis :

$$M_a = 9.38 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.38 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_r = 0.392$$

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

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.38 \times 10^3}{0.986 \times 15 \times 348} = 1.82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA8cm²/ml = 2,51cm², avec un espacement de S_t = 20cm.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : A_r 4HA8 = 2,01 cm²

❖ En travées :

$$M_t = 26.58 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.58 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.08 < \mu_t = 0.392$$

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

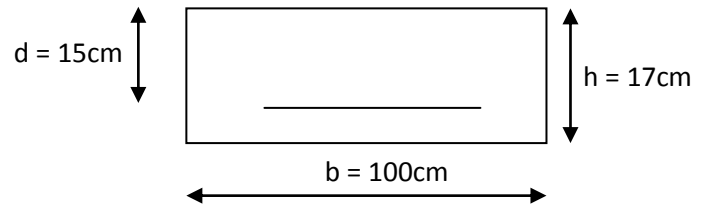
$$\mu_t = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26.58 \times 10^3}{0.996 \times 15 \times 348} = 5.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm², avec un espacement de S_t = 20cm

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$



Soit : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$, avec $S_t = 25\text{cm}$.

III-3-5-1-1. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** BEAL 91, Art. A.4.2.1

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

- **Aux appuis :** $A_a = 2.51\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,81\text{cm}^2$ Condition vérifiée

- **En travées :** $A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,81\text{cm}^2$ Condition vérifiée

- **Espacement des barres :**

- Armatures principales :

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 20\text{cm}$ } $< \text{Min } \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 20\text{cm}$ } $< \text{Min } \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ condition vérifiée.

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

$$T_{\text{umax}} = 30.78\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{30.78 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,20\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

a) Influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

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

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

M_u : moment fléchissant au droit de l'appui.

a : la longueur d'appuis égale a 0,9d

$$\frac{1,15}{400} \times \left(30.78 \times 10^3 - \frac{9.38 \times 10^6}{135} \right) = -111.26 \text{ mm}^2 = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > 1.11 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

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

$$0,267 \times 0,9 \times 150 \times 1000 \times 25 = 901,12 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 30.78 \text{ KN} < 901,12 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{30.78 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 100,5} = 2,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

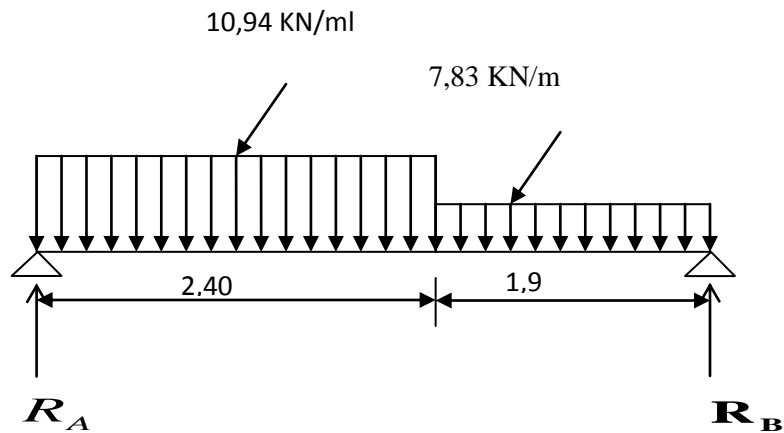
• Ancrage des armatures aux appuis :

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

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 30 \text{ cm}$

III-3-5-2.Etat limite de service :



- Calcul des réactions d'appuis :

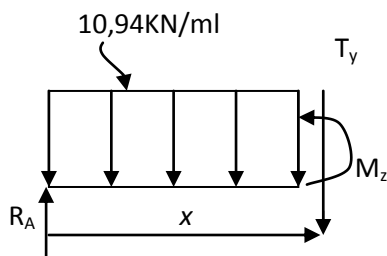
$$R_A + R_B = 41.13 \text{ kN}$$

$$R_A = 22.21 \text{ kN}$$

$$R_B = 18.92 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

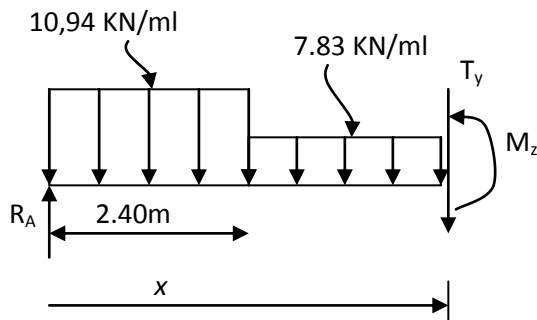
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$:



$$T_y = -10.94x + 22.21 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 22.21 \text{ kN} \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -4.05 \text{ kN} \longrightarrow & \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -10.94 \frac{x^2}{2} + 22.21x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 21.8 \text{ kN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 4,3\text{m}$:



$$T_y = -7,83x + 14,74$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -4,05 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -18,92 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 4,3\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 22,21x - (10,94 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 7,83 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_z = 2108 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 4,3\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10,94x + 22,21 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2\text{m}$.

Donc : $M_z^{max} = -10,94 \frac{x^2}{2} + 22,21x$

$$M_z^{max} = 22,54 \text{ KN.m}$$

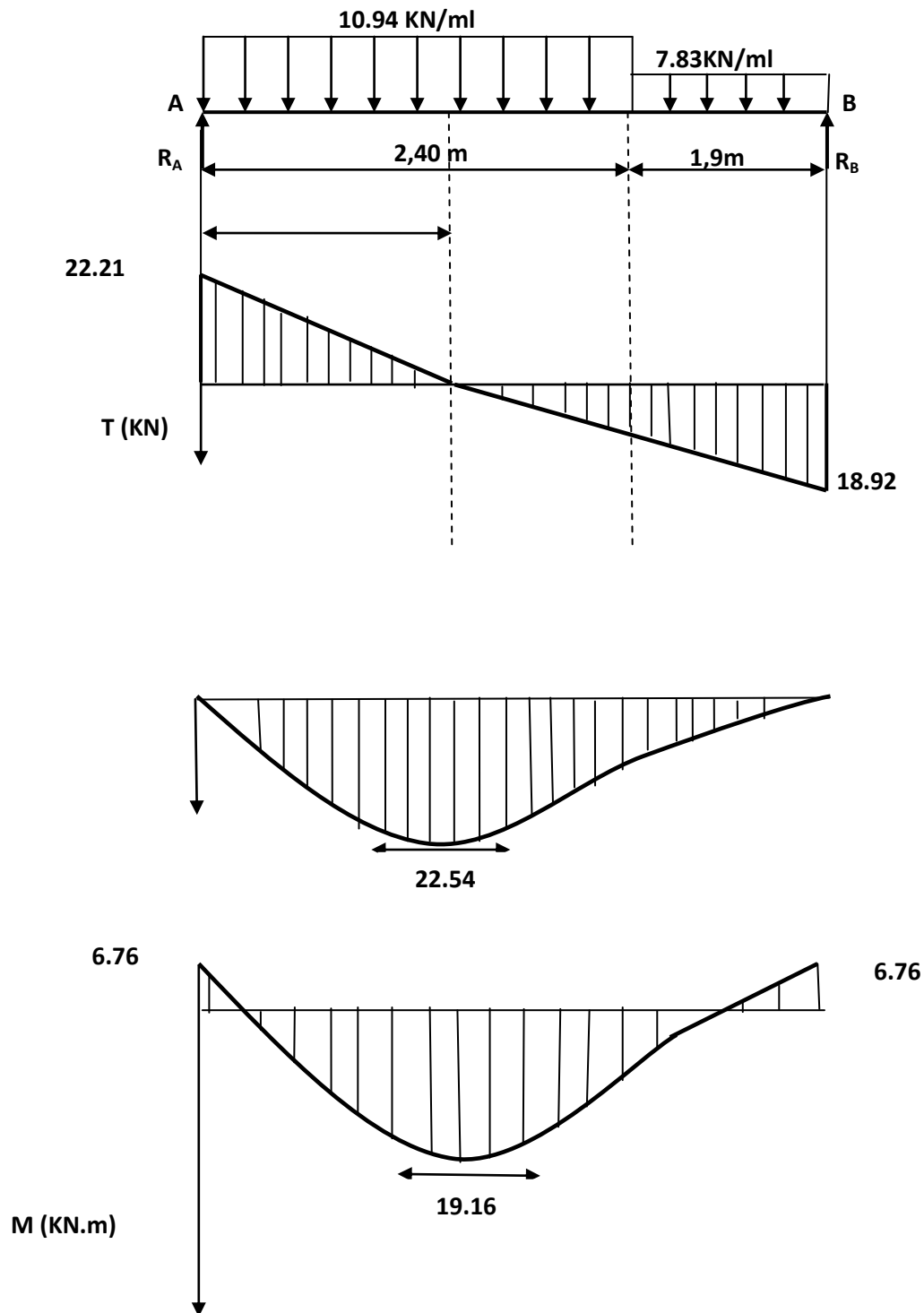
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -6,76 \text{ KN.m}$

- **en travées :** $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 19,16 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

d) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant



- **Etat limite d'ouverture des fissurations :(Art A.5.3.2 /BAEL 99)**

Dans notre cas , la fissuration est considérée peu nuisible ,donc aucune vérification n'est nécessaire

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

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

- **En travées :** $A_t = 5.65\text{cm}^2$

III-3-5-2-1. Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0,376$$

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{19.16 \times 10^3}{5.65 \times 0,905 \times 15} = 249,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,026 \times 249.8 = 6.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 15} = 0.169$$

$$\rho = 0,169 \Rightarrow \beta_1 = 0,933 \quad , \quad \alpha_1 = 0,201 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,201 \Rightarrow K = 0,016$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4,74 \times 10^3}{2.51 \times 0,933 \times 15} = 134,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,016 \times 134,93 = 2,15 \text{ MPa}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

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

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{4,3} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{4,3} = 0,039 < \frac{19,16}{10 \times 22,54} = 0,085 \Rightarrow$ condition non vérifiée
- c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

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

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

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

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5 m. (BAEL. Art.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

3. Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec} \quad S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

B_0 : Section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + n A_{utr} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784.75 \text{ cm}^2$$

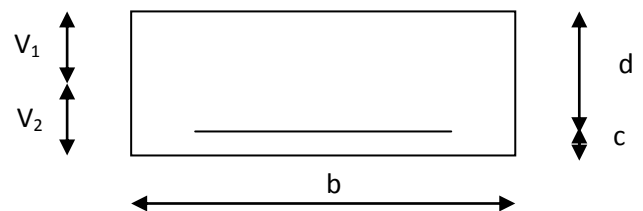
Moment statique de la section homogénéisée :

$$S = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15 = 15721.25 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = 8.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.80 = 8.2 \text{ cm}$$



Moment d'inertie de la section homogénéisée :

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (8.8^3 + 8.2^3) + 15 \times 5.65 (8.2 - 2)^2 = 55544.66 \text{ cm}^4$$

$$\text{AN: } f_v = \frac{19.16 \times 3600^2 \times 10^6}{10 \times 10818.86 \times 55544.66 \times 10^4} = 0.41 \text{ cm}$$

Donc : $f_v < \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

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

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

III-3-6 Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est un élément de la structure supportant l'escalier, elle est encastree à mi hauteur des poteaux.

III-3-6-1 Pré dimensionnement :

➤ **La hauteur de la poutre :**

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

h_t : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L = 360 \text{ cm} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}.$$

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

➤ **La largeur de la poutre :**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

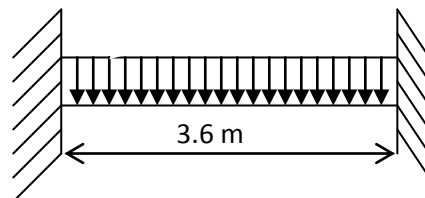
Soit $b = 20 \text{ cm}$.

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

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

III-3-6-2 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 26.33 \text{ KN /ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 18.92 = \text{KN/ ml}$



III-3-6-3 Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + R_u = 1,35(1.5) + 26.33 = 28.35 \text{ KN/ml}$$

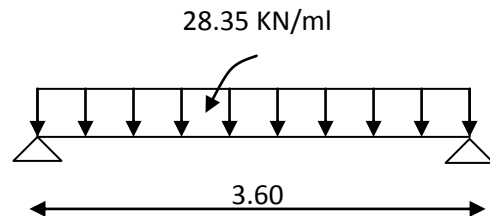
-Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28.35 \times 3.6^2}{8} = 45.9 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 45.92 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{28.35 \times 3.60}{2} = 51.03 \text{ KN}$$

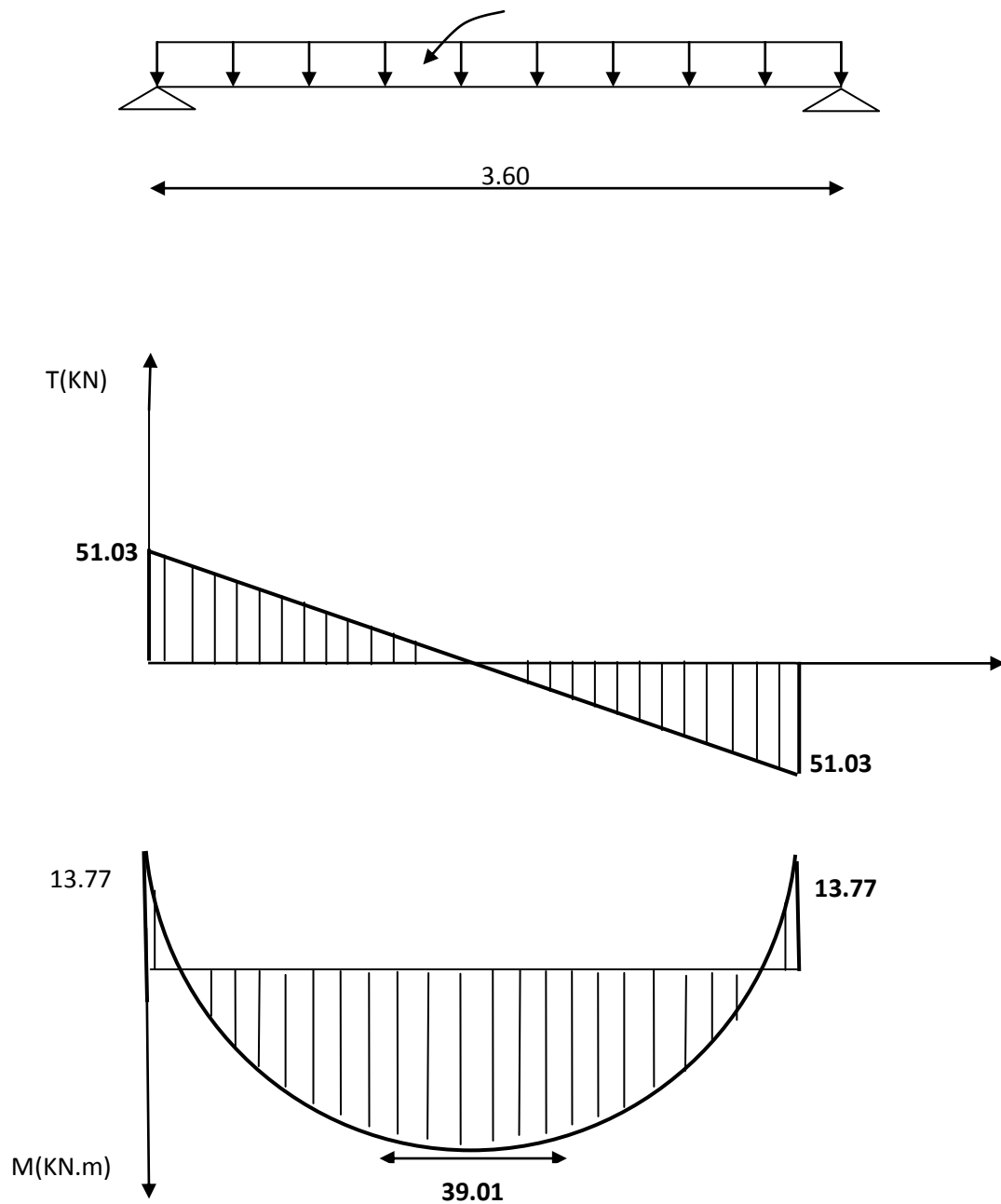


En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3M_u = -13.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85M_u = 39.01 \text{ KN.m}$$

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



c) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{39.01 \times 10^3}{20(28)^2 14,2} = 0,176$$

$\mu_t = 0.176 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,176 \Rightarrow \beta_1 = 0,902$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39.01 \times 10^5}{0,902 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 4.43 \text{ cm}^2$$

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

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.77 \times 10^3}{20(28)^2 14,2} = 0,062$$

$\mu_t = 0.062 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_t = 0,062 \Rightarrow \beta_1 = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.77 \times 10^5}{0,968 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1.46 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

d) Vérification :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \frac{2,1}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.67 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.67 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

2. Condition de l'effort tranchant : Art A.5.2.2, BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{51.03 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.91 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Armatures transversales :(Art7.2.2 /BAEL)

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}.$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj}) \cdot b \cdot S_t}{0.8 \cdot f_e}.$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

$$A_t : 4\phi 8 = 2.01 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{b (\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 201}{200 (0.92 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 110.89 \text{ cm}$$

Condition complémentaire :

$$S_{t \min} = 7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) \leq \min (292.5 ; 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{201 \times 400}{200 \times 1108} = 0.41 > 0.40 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2).**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8.57 ; 10 ; 20 \}$$

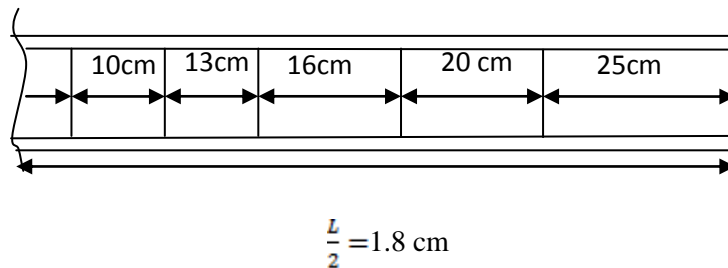
Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$\phi_t \leq \min = 10 \text{ mm}$$

$$n = \frac{L}{2} = \frac{3.6}{2} = 1.8 \text{ on prend } n = 2$$

la répartition des cadres sur la demi portée de la poutre principale :



III-3-6-4 Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges

$$q_s = G + R_s = 1.5 + 18.92 = 20.42 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{20.42 \times 3.6^2}{8} = 33.08 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

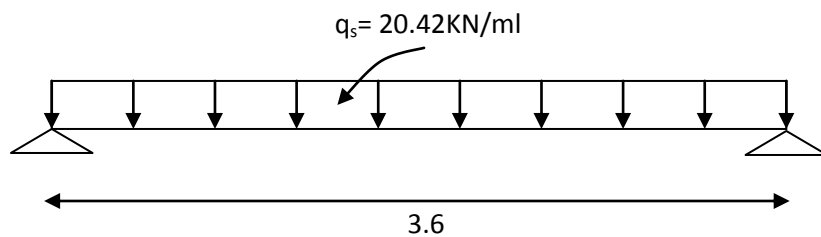
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{20.42 \times 3.6}{2} = 36.75 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

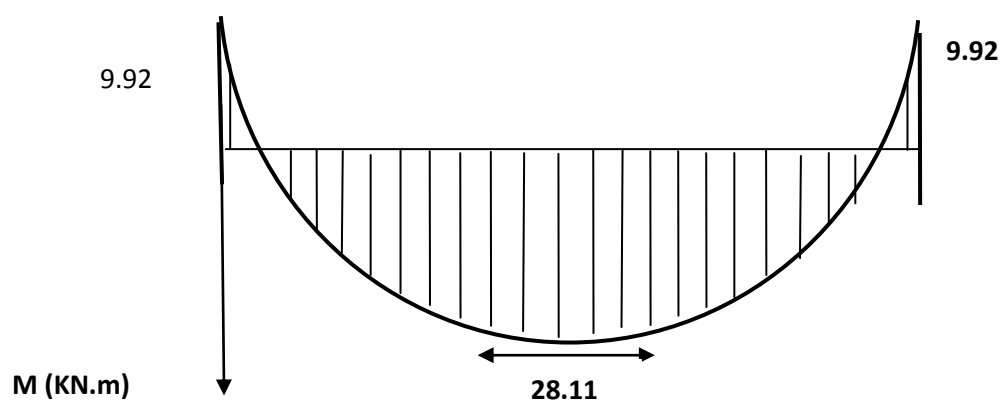
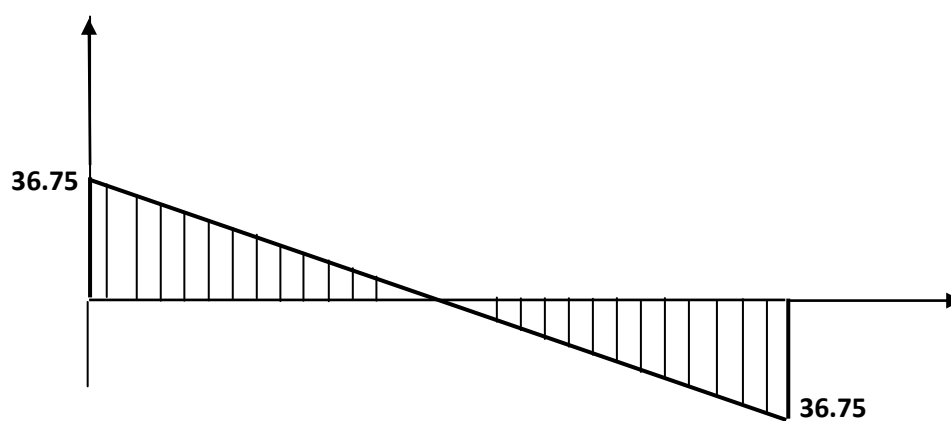
$$M_{sa} = -0.3M_s = -9.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 28.11 \text{ KN.m}$$

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



T (kN)



c) Vérification des contraintes :

1) Etat limite de compression du béton

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

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0, \Rightarrow \beta = 0,901 \Rightarrow \alpha = 0,297 \Rightarrow K = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1.d.A_{ap}} = \frac{9,92 \times 10^3}{0,901 \times 28 \times 2,35} = 167,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 167,32 \times 0,028 = 4,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

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

$$\Rightarrow \rho_1 = 0,825 \Rightarrow \beta = 0,870 \Rightarrow \alpha = 0,39 \Rightarrow K = 0,042$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{28,11 \times 10^3}{0,87 \times 28 \times 4,62} = 249,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,042 \times 249,77 = 10,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

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

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3,6} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{3,6} = 0,083 > \frac{28,11}{10 \times 33,08} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{20 \times 28} = 0,0082 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

III-4-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse , il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux effort (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression .

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendre un moment de reversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1 m dans la section d'encastrement.

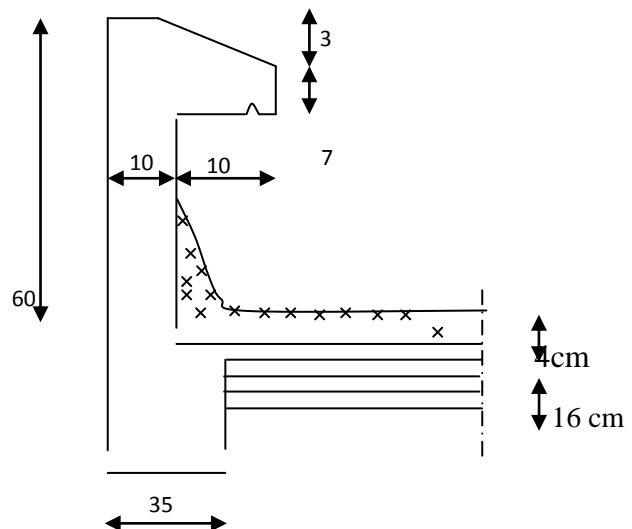


Fig.III.4.1 Coupe transversale de l'acrotère

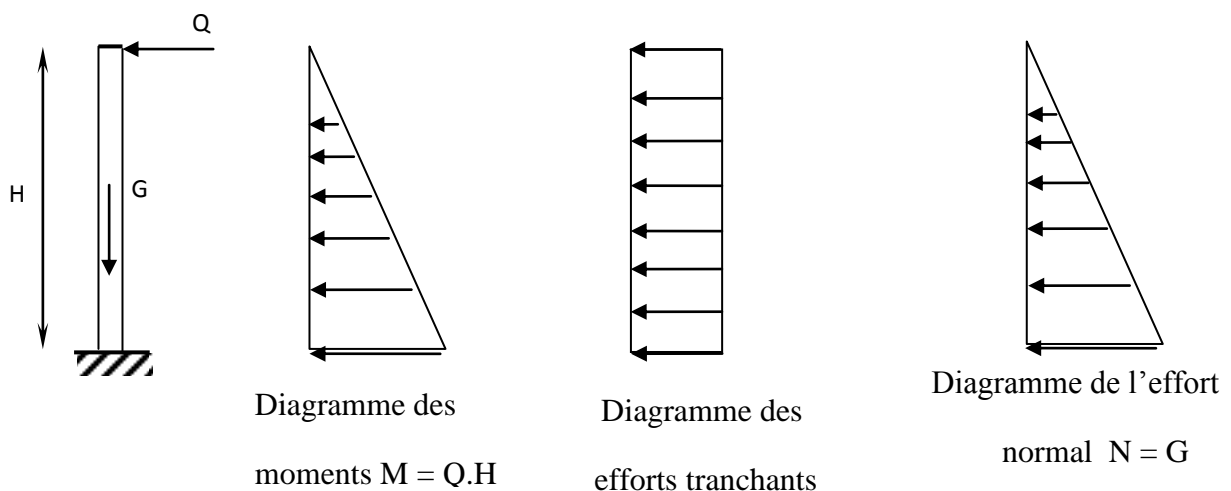


Fig. III-4.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III-4-2- Calcul des sollicitations :

❖ Effort normal dû au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + (0,03 / 2) \times 0,2] \times 25$$

$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

❖ Effort horizontal :

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

❖ Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III-4-3- Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

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

❖ Effort normal dû à G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$$

$$N_u = 2.26 \text{ KN}$$

❖ Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1,5 \times M = 0.9 \text{ KN.m}$$

b)- A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$

❖ **Effort normal de compression :**

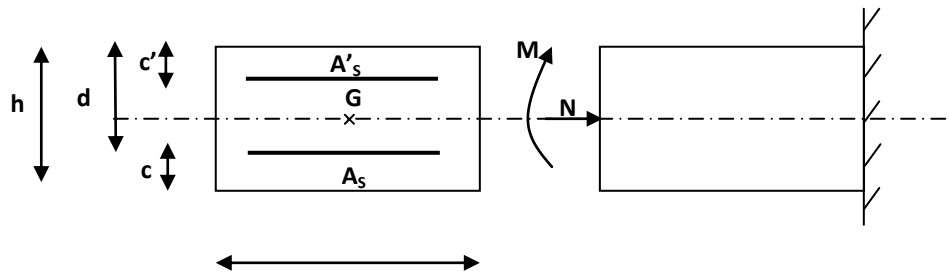
$$N_S = G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment de flexion :**

$$M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

III-4-5)- Détermination du ferrailage :

Il est déterminé à partir de l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$ et c : Enrobage)



$$h = 10 \text{ cm} \quad d = 7 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm}$$

avec :

C : centre de poussée.

e : Excentricité.

M_f : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

a)- Calcul à L'ELU :

Calcul de l'excentricité :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.26 \times 10^2} = 39,80 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2.00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif M_f puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec } g = e_u + \frac{h}{2} - C$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2,26125 \times (0,398 + 0,1/2 - 0,03) = 0,945 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,01358$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée donc $A'_s = 0$

$$\mu_b = 0,01358 \Rightarrow \beta = 0,993$$

• **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{donc :}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{945}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,325 \text{ cm}^2$$

III-4.6 Vérifications :

a) condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,45d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.675} = 0.3582m$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 15 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{35.82 - 0.45 \times 7}{35.82 - 0.185 \times 7} \right] = 0.779 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{min}$ C. N .F donc le ferrailage se fera avec A_{min}

Soit $A_s = 4HA 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

soit, $A_r = 4HA6$

Avec un espacement : $s_t = 20 \text{ cm}$

b) Vérification aux cisaillement : (Art III .2.BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{60 \times 1000} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1.5} \times 25, 4 \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ la condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

c) vérification de l'adhérence dans les barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec : } \tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : 4 \Pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 60 \times 100.5} = 0.276 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) vérification à L'ELS :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 1.41}{100 \times 7} = 0.207 \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0184$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0.928 \times 7 \times 1.41} = 65.506 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$$

La condition est vérifiée.

e) vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot w_P$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$
(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

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

w_P : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,7 kN.

D'où : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ kN} < Q = 1 \text{ kN}$ Condition vérifiée

III-5.1 calcul de porte à faux :

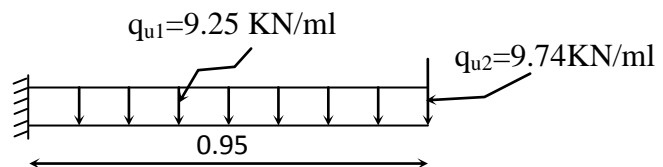
Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine

III-5.2 Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{l}{10} = \frac{95}{10} = 9.5 \text{ cm}$$

on prend $h = 15 \text{ cm}$



III-5.3 Détermination des charges et surcharges :

1) Charges permanentes :

- La dalle

$$G_1 = 5.19 \text{ KN/m}^2$$

- Mur extérieur

$$G_2 = 2.48 \text{ KN/m}^2$$

2) Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

III-5.4 calcul à L'ELU :

Le porte à faux est calculé en flexion simple

1) Combinaison des charges :

$$q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1$$

$$q_{u1} = 1.35 (5.19) + 1.5 (1.5) = 9.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35 (2.48) \times 2.91 = 9.74 \text{ KN/ml}$$

2) calcul du moment d'encastrement :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{9.25 \times 0.95^2}{2} + 9.74 \times 0.95 = 11.96 \text{ KN.m}$$

3) Effort tranchant :

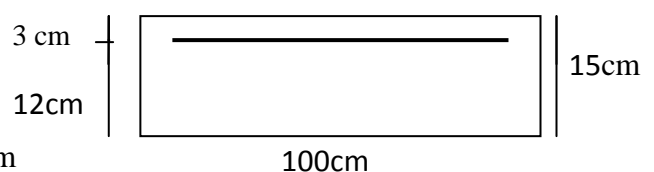
$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 9.25(0.95) + 9.74 = 18.52 \text{ KN}$$

III – 5.5 calcul des armatures :

$$M_u = 11.96 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,96 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,058 \rightarrow \alpha = 0,0747 \rightarrow \beta = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,96 \times 10^6}{0,970 \times 120 \times 34800} = 2,95 \text{ cm}^2$$

On adopt 4HA10 $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 25 \text{ cm}$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On adopt 4HA8 $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

III-5.6 Vvérification à L'ELU :

1) condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

2) Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

3) Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 3,14 \times 5 \times 1 = 15,7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,52 \times 10}{0,9 \times 13 \times 15,7} = 1,008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

4) Vérification au cisaillement

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{18.52 \times 10}{100 \times 13} = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7 Calcul à L'ELS

- **Combinaison de charge : $q_s = G+Q$**

$$q_{s1} = 5.19 + 1.5 = 6.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 2.48 \times 2.91 = 7.21 \text{ KN/ml}$$

- **Moment fléchissant**

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{6.69 \times 0.95^2}{2} + 7.21 \times 0.95 = 9.87 \text{ KN.m}$$

1) Vérification des contraintes dans le béton

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

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

-La nuance des aciers est FEe400.

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

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

$$\gamma = \frac{11.96}{9.87} = 1.21$$

$$\mu_u = 0.058 \Rightarrow \alpha = 0.0747 < \frac{1.21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.355 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

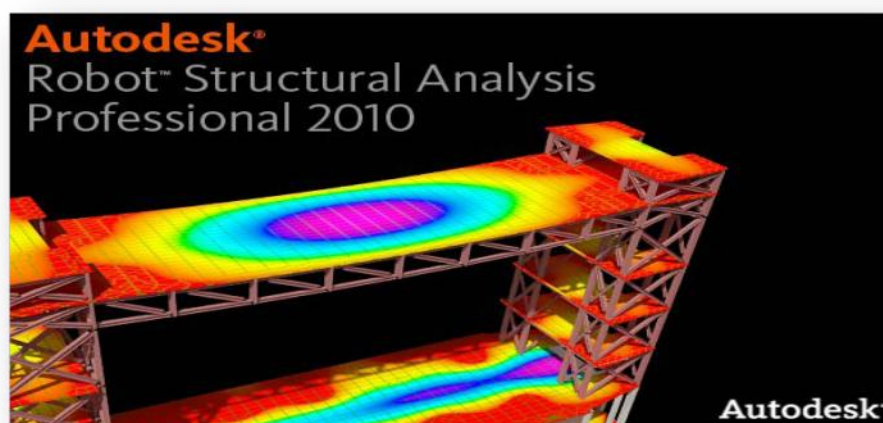
Chapitre IV:

*Présentation du logiciel
ROBOT*

IV.1 Description du logiciel :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.

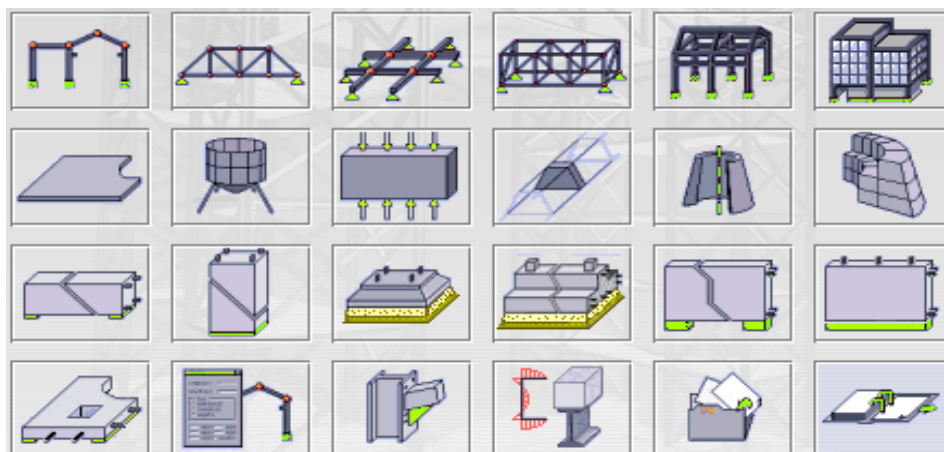


FigIV-1 :page d'accueil du logiciel ROBOT

IV.1.2 Etapes de calcul à suivre dans Robot :



IV.1.2.1 Choix du type de structure :

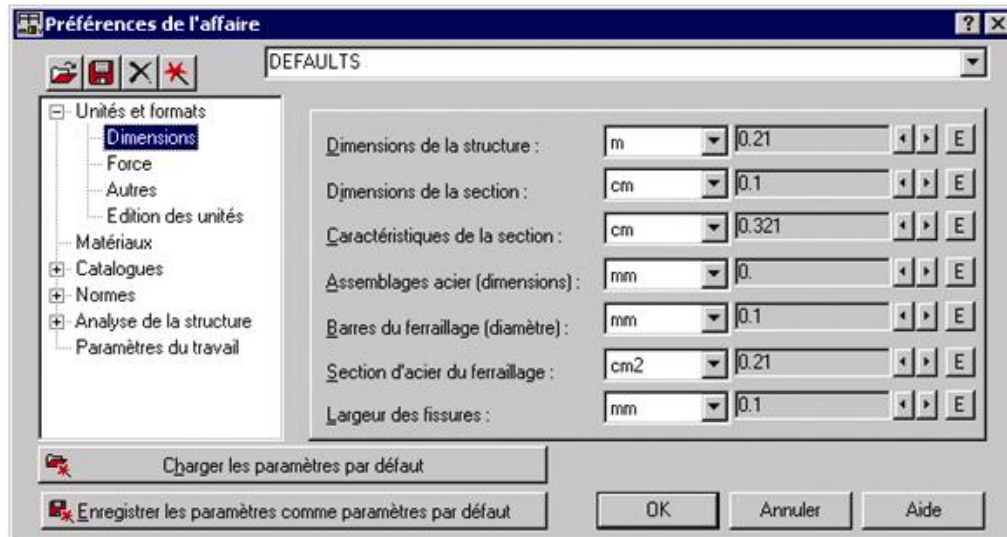
Pour notre cas on étudiera une structure en portique comme montré sur la figure 2.



FigIV-2 : Choix de la structure à étudier.

IV.1.2.2 Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  et .





FigIV-3 : Préférences de l'affaire

❖ Unités et formats :

- **Dimensions** : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- **Force** : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).
- **Autres** : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
- **Edition des unités** : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

❖ Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).

❖ Catalogue :

- **Barres d'armatures** : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône .
- **Treillis soudés** : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône .

❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).


- **Charges** : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).

❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).

- **Analyse modale** : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

❖ **Paramètres du travail** : Dans type de maillage sélectionné (Normal).
Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

❖ 1.2.3) Lignes de construction :

- ❖ Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône 
- ❖ Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

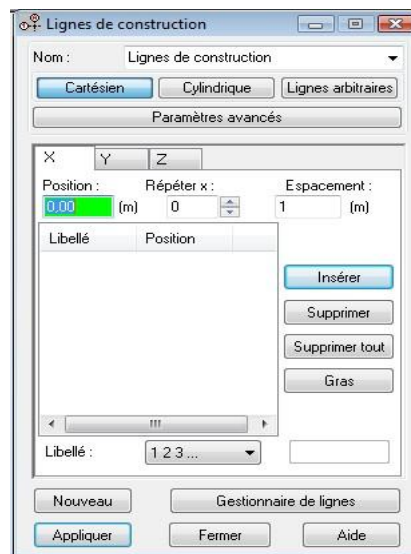



Figure IV-4) : Lignes de construction.

IV.1.2.4 Profilés des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure Caractéristiques- Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

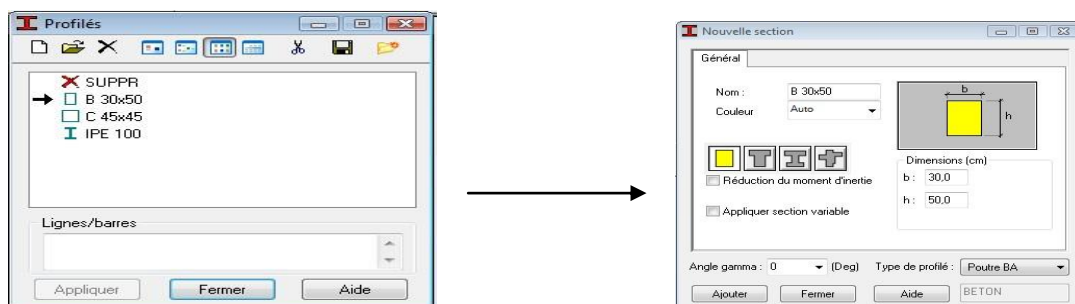

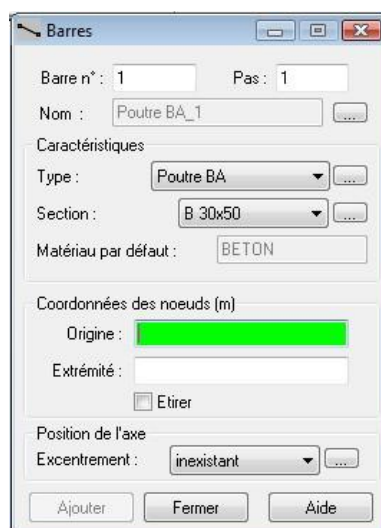


Figure IV-5 : Choix des profilés des barres

IV1.2.5 Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.



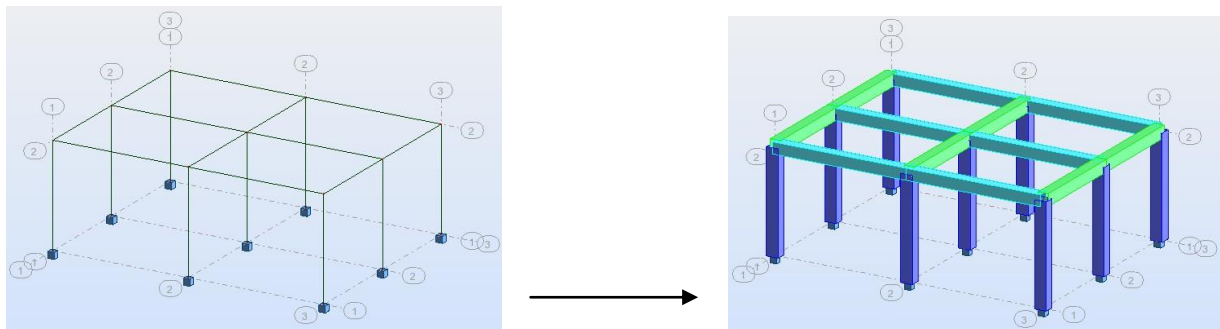
FigIV-6 : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.




Fig IV -7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :



IV.1.2.6) Définition des voiles de contreventement :

Dans la barre d'outils on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau

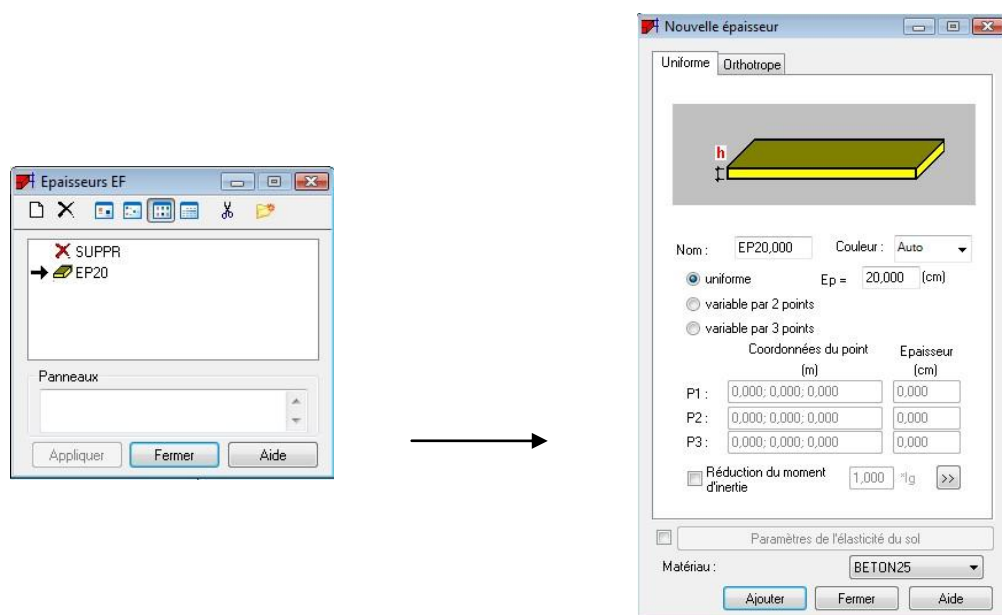



Fig IV-8: Epaisseur des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

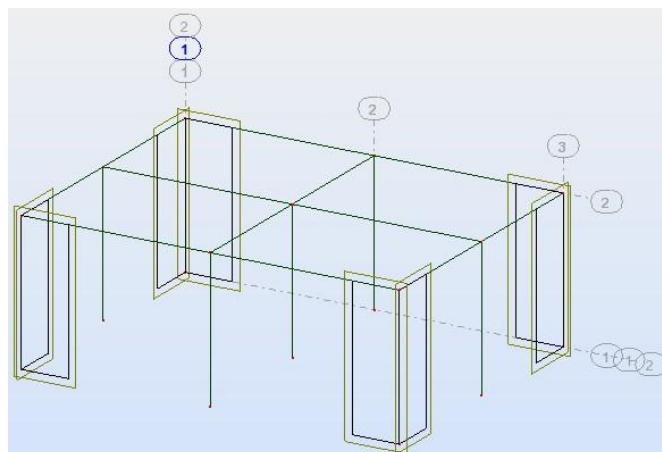
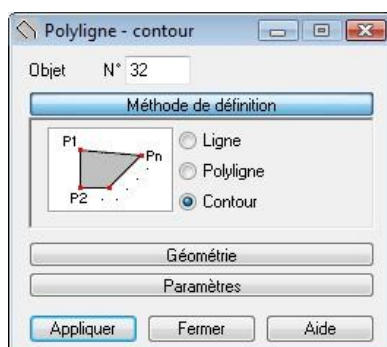



Fig IV-9 : Définition des contours des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

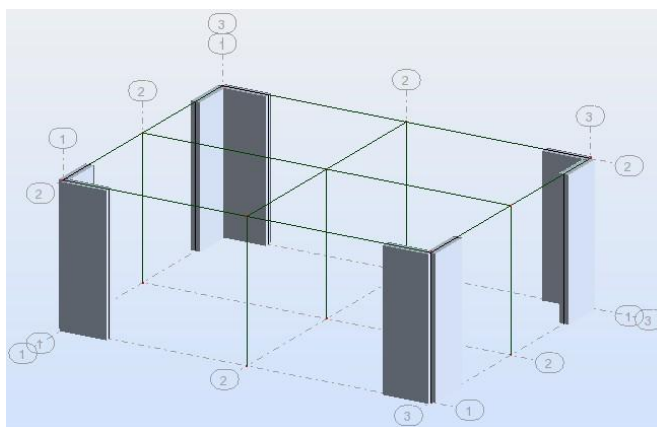
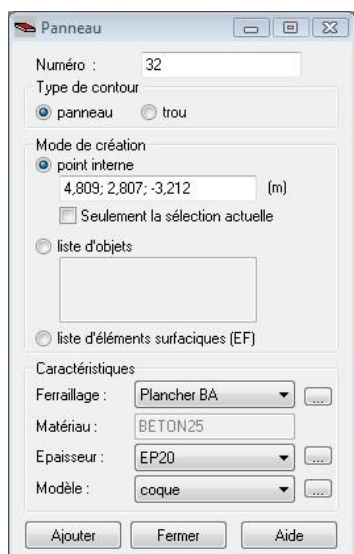



Fig IV- 10 : Définition des panneaux.

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.

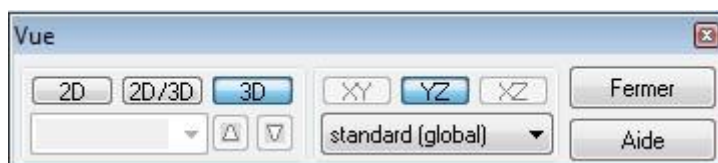


Fig IV- 11 : Choix de la présentation.

IV.1.2.7 Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

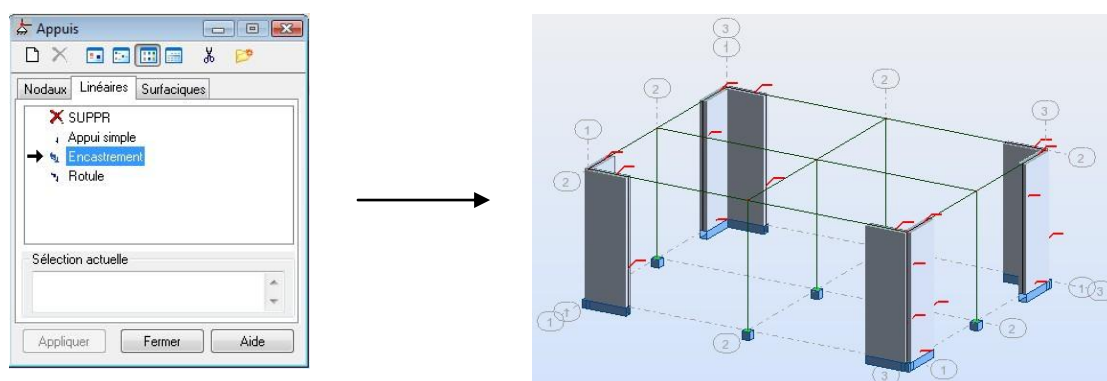


Fig IV-13 : Définition des appuis

IV.1.2.8 le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône □

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

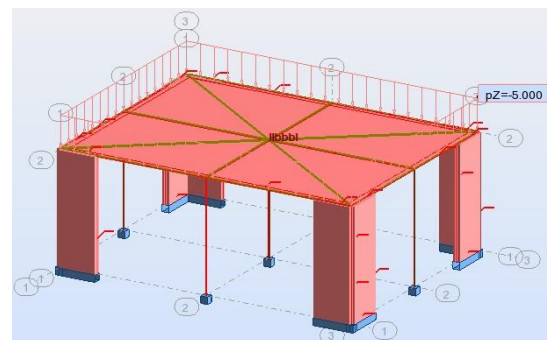
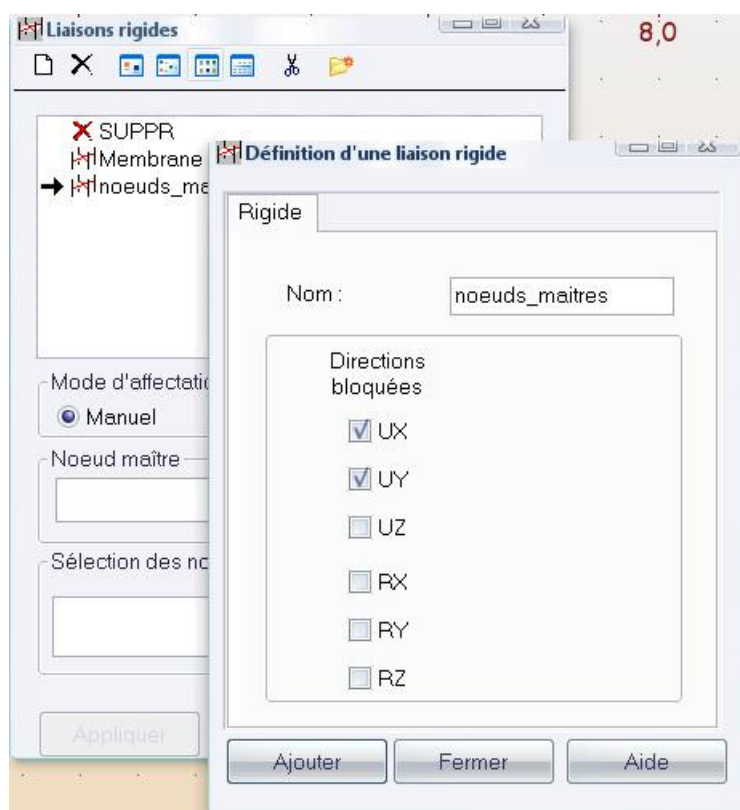
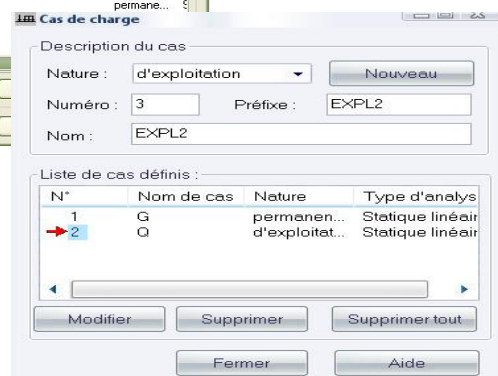


Fig IV- 13 : liaison rigide

IV.1.2.8 Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :



On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

Fig IV-14: Définition des charges.

IV.1.2.9 Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

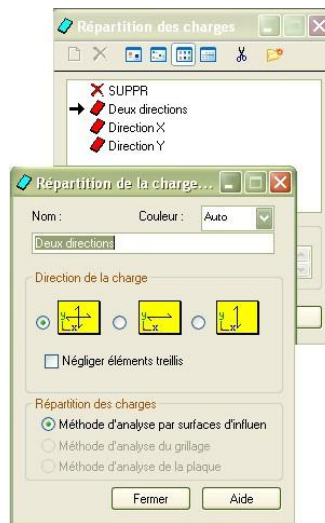


Fig IV- 15 : Choix des bardages.

Dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D**), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge »

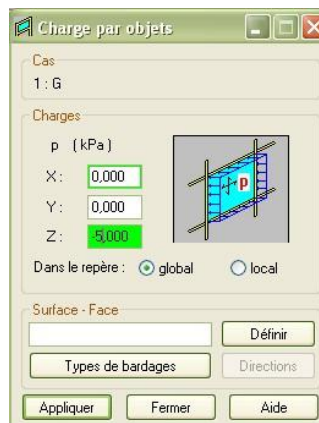


Figure IV-16 : Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

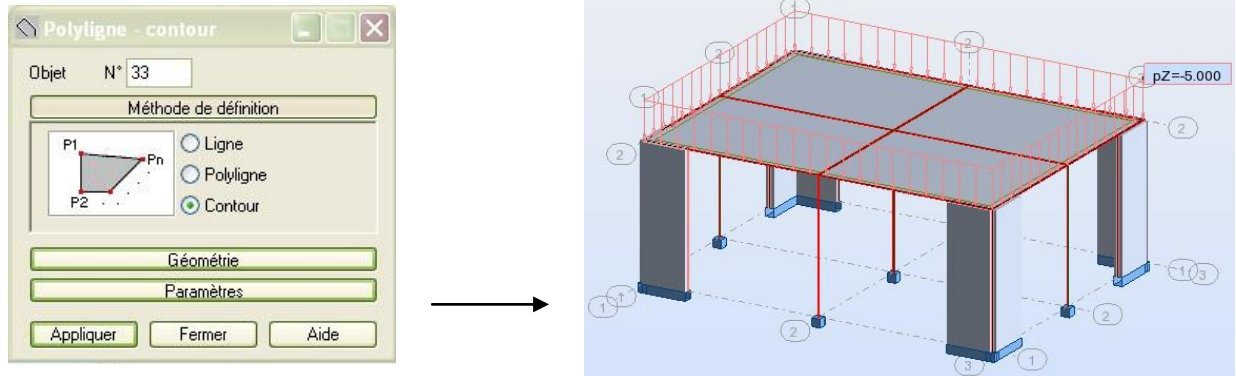


Fig IV- 17 : Application des charges surfaciques.

IV.1.2.10 Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

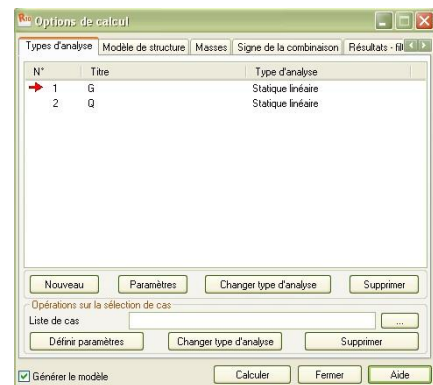


Fig IV- 18 : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.



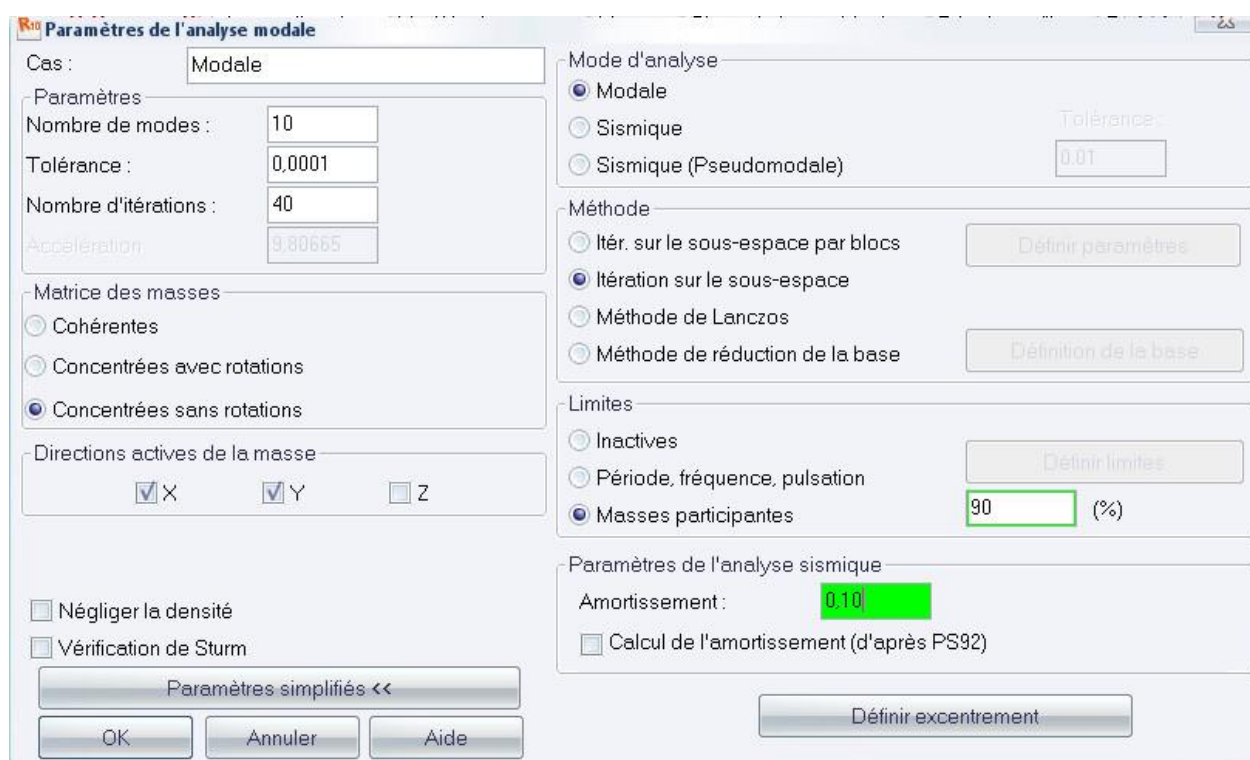


Fig IV- 19: Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK .

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction »

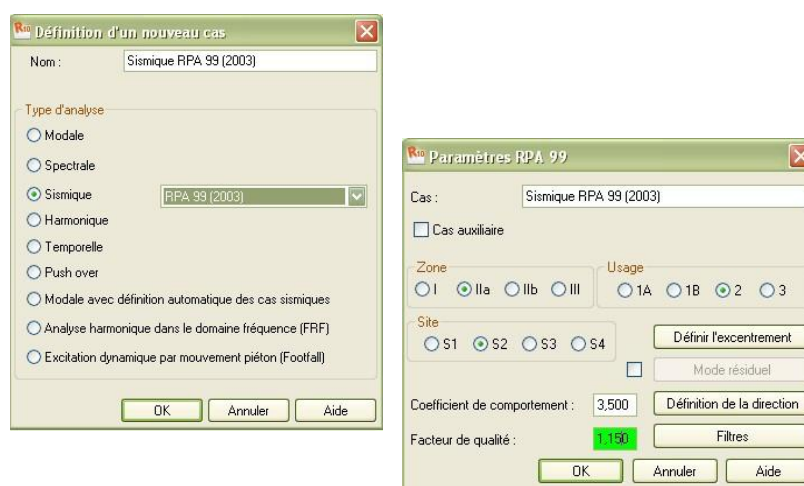



Fig IV-20 : Définition de paramètres de RPA

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

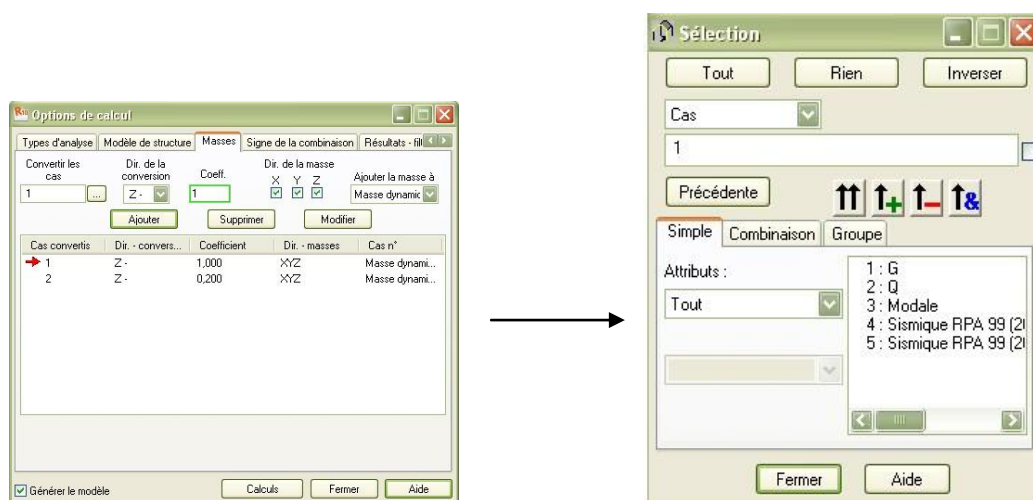


Fig IV-21 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations

IV.1.2.12 Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .

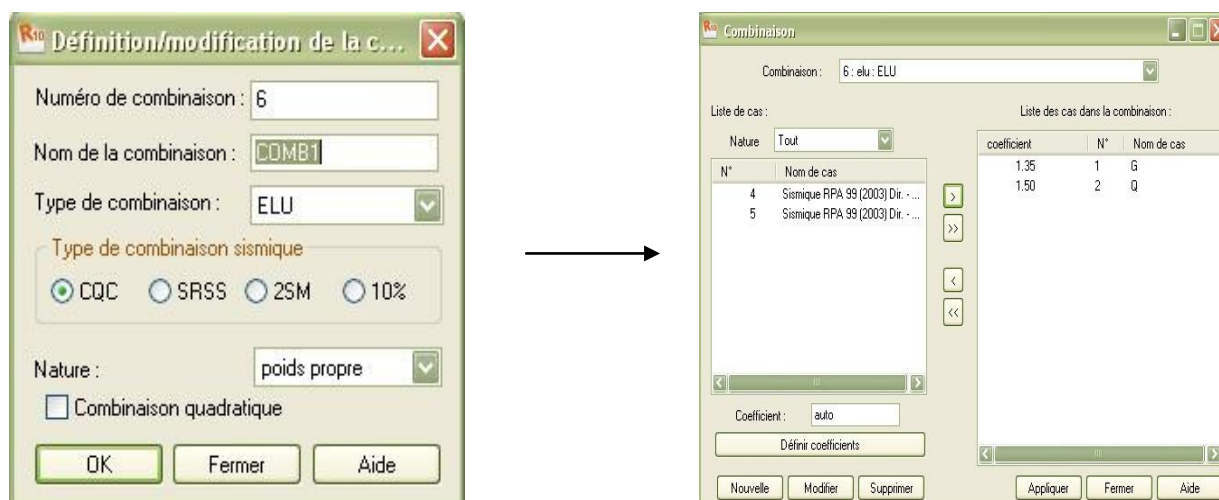


Figure IV- 22 : définir les combinaisons d'actions

Chapitre IV: présentation du logiciel ROBOT

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

IV.2.1 Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



Fig IV- 23 : vérification de la structure

❖ Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

IV.2.2 Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.



Fig IV-24: Affichage des résultats

IV.2.3 Vérification des périodes :

On click sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « **résultats** » « **avancé** » « **mode propre** », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
3/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
3/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569

Fig IV-25 : exemple d'affichage les périodes sous forme de tableau

Chapitre IV: présentation du logiciel ROBOT

On click sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	43,162	0,045	72,625	82,799	#ind#	46,503	27,545	#ind#	632531,228	632531,228	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	15	1	15	15	1	2	13	1	1	1	1
MIN	22,330	0,023	23,409	0,061	#ind#	0,003	0,025	#ind#	632531,228	632531,228	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	15	1	1	1	12	15	1	1	1	1

Fig IV-26 :les valeurs max et min des périodes sous forme de tableau

IV.2.4 Vérification des déplacements des nœuds :

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Deg]	RY [Deg]	RZ [Deg]
MAX	0,022	0,021	0,052	0,023	0,019	0,008
Noeud	1319	1628	130	77	351	174
Cas	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	15 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-0,019	-0,032	-0,050	-0,034	-0,053	-0,006
Noeud	1319	193	688	82	174	174
Cas	8 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	9 (C) (CQC)
Mode						

Fig IV-27 : vérification des déplacements des nœuds

IV.2.5 Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,001	0,023	0,010
Barre	346	693	677
Cas	8 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)
Mode			
MIN	-0,001	-0,036	-0,154
Barre	346	509	516
Cas	14 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)
Mode			

Fig IV- 28 : vérification de la flèche

IV.2.6 Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	5,603	3,579	59,526	0,502	0,505	0,007
Noeud	5	17	17	154	197	5
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						
MIN	-5,603	-3,579	0,0	-0,502	-0,505	-0,007
Noeud	17	9	1	109	242	1
Cas	6 (C)	6 (C)	4	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode			CQC			

Fig IV-29 : résultats des réactions d'appuis

IV.2.7 Les efforts internes dans les barres :

Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	36,236	1,605	40,307	0,111	2,235	0,389
Barre	9	3	23	17	29	3
Noeud	17	5	12	2	18	5
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-6,168	-1,605	-40,307	-0,111	-31,990	-0,389
Barre	19	1	20	16	23	1
Noeud	2	1	12	6	12	1
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Fig IV- 30: résultats des efforts internes dans les barres

IV.2.8 Diagramme des efforts dans barres :

Dans le menu « **résultat** » on click sur « **diagramme** », on click sur la case « **paramètre** » pour régler l’affichage des diagrammes.

Si l’on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.

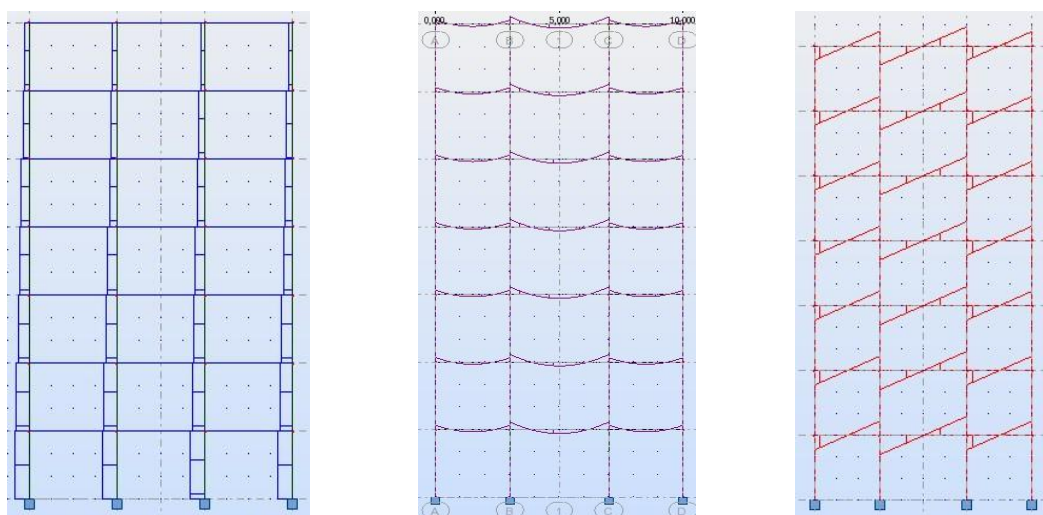


Fig IV-31 : les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « **déformée** », puis sur « **démarrer** ».

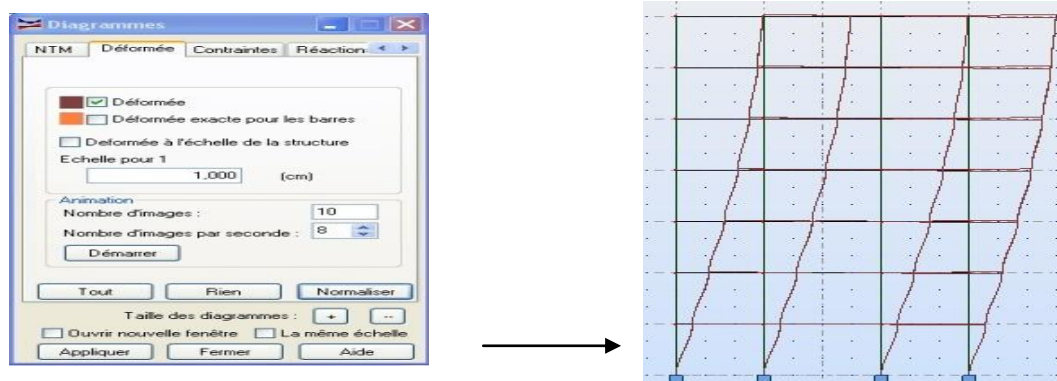


Fig IV- 32 : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « **propriétés de l'objet** ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.



Fig IV-33 : propriétés d'une barre sous chargement à l'ELU

IV.2.9) note de calcul :

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simple ou détaillée. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

Propriétés du projet: **Structure_3D**

Type de structure : coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 6.000 (m)

Y = 5.000 (m)

Z = 11.085 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$I_x = 24599041.405 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_y = 27802050.404 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 17718451.538 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 468555.480 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 6.000 (m)

Y = 5.000 (m)

Z = 11.396 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$I_x = 72046526.224 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_y = 80719464.058 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 47742004.250 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 1420211.713 (kg)

Description de la structure

Nombre de nœuds:	423
Nombre de barres:	110
Eléments finis linéiques:	440
Eléments finis surfaciques:	264
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	2346
Cas:	11 A c c é o b r a

Cas 5 : Sismique

RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

Données:

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S2
Coefficient de qualité	:	1,200
Coefficient de comportement	:	5.000
Amortissement	:	x = 7.00 %

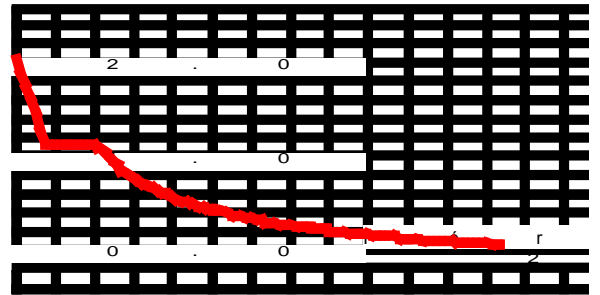
Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.200

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400



IV.3 Ferrailage :

ROBOT nous donne le ferrailage des éléments de la structure, les plans d'exécution avec la nomenclature, et pour se faire, on choisit dans le menu « **analyse** », « **dimensionnement élément en BA** » et on choisit « **dimensionnement poteaux en BA** » après avoir sélectionner un poteau par exemple. Une boîte de dialogue s'affiche, on choisit sous quelle combinaison le calcul s'effectuera.

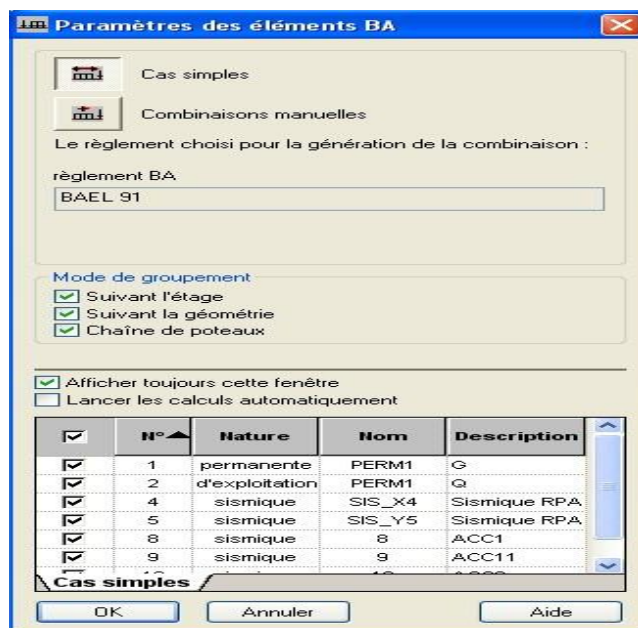
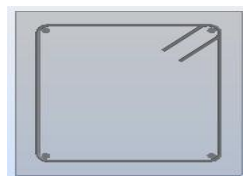
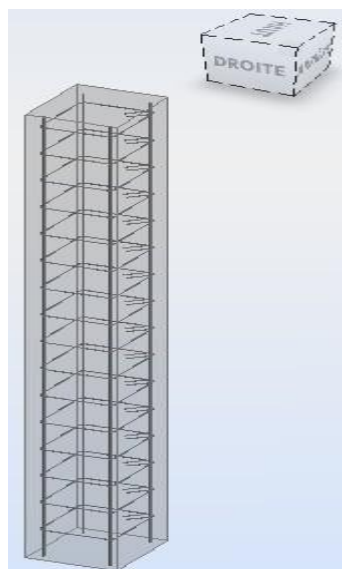


Fig IV-34 : boîte de dialogue « paramètre des éléments BA »

Dans le menu « **analyse** », on règle les options de calcul, disposition du ferrailage et les paramètres de niveau ainsi que ceux de dessin et on click sur calculer. On aura la boîte de dialogue IV.32) et on coche la case « **ferrailage** » puis « **calculer** ».



Fig IV- 36: boîte de dialogue « jeu d'options de calcul »



	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	transversale	HA 400	8	31	16	A = 0,290	B = 0,340	C = 0,290	D = 0,340
2	2	principale	HA 400	14	00	4	A = 3,195			
*										

Fig IV-36 : ferrailage d'un poteau

Si on veut avoir le dessin complet, on click sur « dessin », **Figure 36**

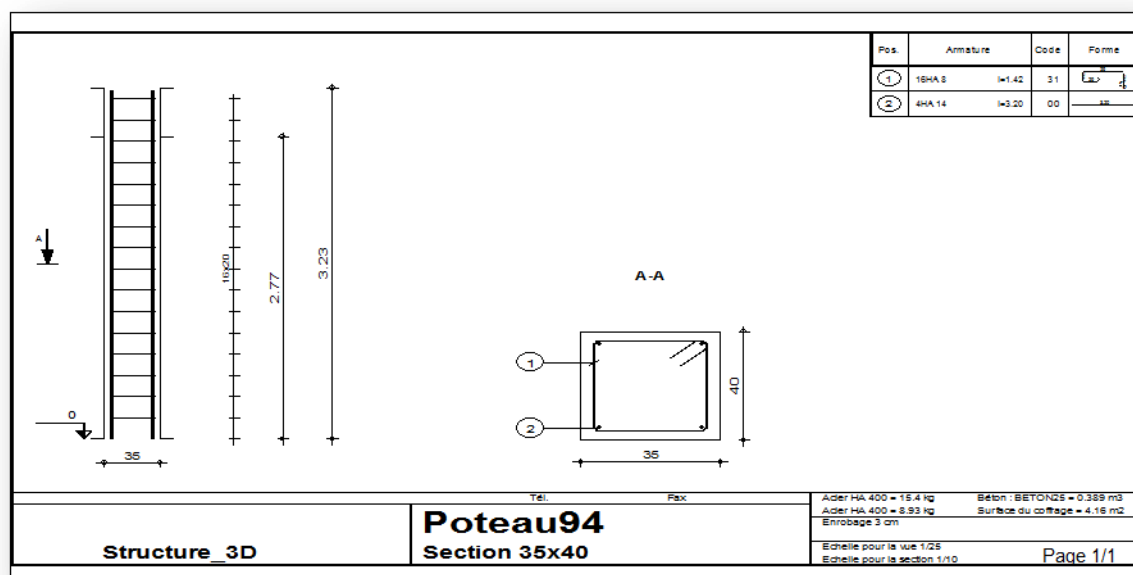


Fig IV- 37 : plan de ferrailage d'un poteau

Chapitre V:

Vérification du RPA

IV-1-1- Les différentes vérifications du RPA :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

_ On doit vérifier les conditions nécessaires :

IV-1-2- Justification du système de contreventement :

❖ charges sismique reprises par les portiques :

Sens xx : 3.48%

Sens yy : 5.68%

❖ Charges sismique reprises par les voiles :

Sens xx 96.93.%

Sens yy : 94.32%

❖ charges verticales reprises par les portiques :

51.47%

❖ Charges verticales reprises par les voiles :

45.08%

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

IV-1-3-Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

1) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone II}_a \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A=0.15$

2) Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (Voiles porteurs) dont **R=3.5**.

3) Facteur de qualité Q :

$$Q = \sum_1^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4.RPA99/2003)

IV-1-1-1. Tableau de facteur de qualité Q_x :

Critér	Observé (oui ou non)	(P_q)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2. Redondance en plan.	Oui	0
	Non	0.05
3. Régularité en plan.		
4. Régularité en élévation.	Oui	0
	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.		
	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité des matériaux.		

On aura donc $Q_x = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.05) = 1.15$

$Q_x = 1.1$

IV-1-1-2. Tableau de facteur de qualité Q_y :

Critér	Observé (oui ou non)	(P_q)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2. Redondance en plan.	Oui	0
3. Régularité en plan.	Oui	0
4. Régularité en élévation.	Oui	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	Non	0.05

On aura donc $Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05) = 1.10$

$$Q_y = 1.10$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4-7.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 $\Rightarrow T_2 = 0.5s$

- η Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (42.RPA99/2003)

$\xi = 7\% \Rightarrow$ Construction auto stable

$\xi = 10\% \Rightarrow$ Contreventement par voiles

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+0.1}} \geq 0.7$$

- **T** Période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003)

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 28.56m$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donne par le tableau (4-6.RPA99/2003)

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

$$\Rightarrow T = 0.05(28.56)^{\frac{3}{4}} = 0.62s$$

- Les périodes donnés par robot (2010) sont :

$$T_{ROBOT} = 0.7237 \quad 1^{ere} \text{ mode translation}$$

$$T_{ROBOT} = 0.6291 \quad 2^{eme} \text{ mode translation}$$

$$T_{ROBOT} = 0.3708 \quad 3^{eme} \text{ mode rotation}$$

$$T_{ROBOT} < 1.3T_{calcul} = (1.3 \times 0.62) = 0.806s \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul de la valeur de D :**

$$C_{calcul} \geq T_2$$

$$0.62 \geq 0.5 \Rightarrow D = 2.5n\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.08$$

$$\Rightarrow D = 2.08$$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base (**V_D**) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V_S**.

$$W = 18672.492KN$$

$$V_{Sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{3.5} \times W = \frac{0.15 \times 2.08 \times 1.15}{3.5} \times 18672.492$$

$$V_{Sx} = 1914.20$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.08 \times 1.1}{3.5} \times 18672.492$$

$$V_{sy} = 1830.97 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens xx } 80\%V_{sx} = 1914.20 < V_{Dx \text{ robort}} = 3893.463 \text{ KN} \\ \text{Sens yy } 80\%V_{sy} = 1830.97 < V_{Dy \text{ robort}} = 3542.289 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

IV-1-4-Vérification de l'excentricité :

Avec :

CM : Centre de masse

CR : Centre de rigidité

e_x et e_y : Excentricités accidentelles :

E_x et E_y Excentricités théoriques :

IV-1-1-3.Tableau de l'excentricité :

Etage	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y	e_x	e_y
RDC	14.603	9.438	13.527	10.077	1.076	0.639	1.49	0.955
1	14.602	9.432	13.527	10.077	1.075	0.645	1.49	0.955
2	14.602	9.432	13.527	10.077	1.075	0.645	1.49	0.955
3	14.584	9.424	13.518	10.080	1.067	0.656	1.49	0.955
4	14.584	9.424	13.518	10.080	1.067	0.656	1.49	0.955
5	14.584	9.424	13.518	10.080	1.067	0.656	1.49	0.955
6	14.566	9.416	13.511	10.083	1.056	0.666	1.49	0.955
7	14.566	9.416	13.511	10.083	1.056	0.666	1.49	0.955
8	14.566	9.416	13.511	10.083	1.056	0.666	1.49	0.955

IV-1-5-Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement R=3.5

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Chapitre V: Vérification du RPA

D'après le (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

IV-1-1-4. Tableau du déplacement latéral inter étage

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta_{ky}(\text{cm})$	$1\%h(\text{cm})$
RDC	0.0677	0.0763	0.0677	0.0763	4.08
1	0.1688	0.1955	0.1011	0.1207	3.06
2	0.3014	0.3538	0.1326	0.1616	3.06
3	0.4559	0.5418	0.1545	0.1932	3.06
4	0.6332	0.7534	0.1773	0.2167	3.06
5	0.8232	0.9786	0.1903	0.2326	3.06
6	1.0201	1.2108	0.1975	0.2423	3.06
7	1.2187	1.4439	0.1988	0.2463	3.06
8	1.4147	1.6734	0.1958	0.2458	3.06

Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage

⇒ Condition vérifiée.

Chapitre VI

Ferraillage des poteaux

VI.1. Ferraige des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU en tenant compte des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E \longrightarrow$ RPA 2003
- ✓ $0.8 G \pm E \longrightarrow$ RPA 2003.

VI. 2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

✓ Armatures longitudinales :

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

✓ **Poutres principales** : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2$

✓ **Poutres secondaires** : $A_{min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

✓ En zone courante : 4 %

✓ En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **En zone courante :**

Poutres principales : $A_{max} = 35 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 24 \text{ cm}^2$

⇒ **En zone de recouvrement :**

Poutre principale : $A_{max} = 52.5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 36 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➤ **Dispositions constructives** : Les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins ($L/4$) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui

Considéré s'il s'agit d'un appui voisin d'un autre de rive.

(L/5) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

Les chapeaux des barres inférieures doivent être arrêtés à une distance des nus des appuis $\leq \frac{L}{10}$

VI. 3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

Soit :
$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu$ \Rightarrow Section simplement armée.

Si $\mu_b > \mu$ \Rightarrow Section doublement armée.

✓ **Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$)**

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

✓ **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$)**

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

On va introduire des armatures comprimées.

$$\mu_b = \mu_l \quad \Rightarrow \quad A'_s = \frac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{400 \cdot (d - d')}$$

On prend

$$\Rightarrow A_s = A'_s - \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$$

A_s : la section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : la section supérieur la plus comprimée.

➤ **Condition de non fragilité: Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99 :**

• **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times 2,1 / 400 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

- **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 20 \times 27,5 \times 2,1 / 400 = 0,66 \text{ cm}^2$$

A) Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

A.1-1). Ferrailage des poutres principales :

➤ **En appuis :**

Niveau	appuis	M (KN.m)	A _s cm ²	A _{min} (CNF) cm ²	Ferrailage	A _{adopté}	Observation
Zone I	A	-57.918	4.52	0.98	3HA14	4,62	A _{adopté} > A _{min}
	B	-41.05	3.17	0.98	3HA12	3,39	A _{adopté} > A _{min}
	C	-75.95	6.38	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	D	-41.66	3.21	0.98	3HA12	3,39	A _{adopté} > A _{min}
	E	-58.52	4.50	0.98	3HA14	4,62	A _{adopté} > A _{min}
Zone II	A	-64.46	5.33	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	B	-63.9	5.28	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	C	-72.05	7.02	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	D	-63.2	5.22	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	E	-65.04	5.39	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
Zone III	A	-60.69	5.01	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	B	-65.02	5.16	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	C	-64	5.29	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	D	-64.9	5.38	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}
	E	-60.9	5.00	0.98	3HA14+3HA12	8,01	A _{adopté} > A _{min}

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

➤ **En travée :**

Tableau A-1-2) ferrailages des poutres principales:

Niveau	travée	M (KN.m)	$A_s \text{ cm}^2$	Ferrailage	$A_{\text{adopté}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{min}}(\text{CNF}) \text{ cm}^2$	Observation
Zone I	A-B	34.31	2.63	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	B-C	30.54	2.40	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	C-D	30.52	2.38	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	D-E	34.25	2.11	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
Zone II	A-B	31.36	2.38	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	B-C	30.50	2.17	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	C-D	30.78	2.33	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	D-E	31.38	2.18	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
Zone III	A-B	31.14	2.36	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	B-C	30.52	2.31	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	C-D	30.52	2.31	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$
	D-E	31.13	2.36	3HA12	3.39	0.98	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$

Tableau A-1-3) vérifications de RPA :

Section cm^2	Ferrailage	$A_{\text{adopté}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{min}}(\text{RPA}) \text{ cm}^2$	Observation	vérification
Zone I	3HA14+3HA12(appui)+ 3HA12(travée)	11,4	4.37	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$	vérifiée
	3HA 12 (appui)+ 3HA12(travée)	6,78	4.37	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$	vérifiée
	3HA 14 (appui)+ 3HA12(travée)	8,01	4.37	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$	vérifiée
Zone II	3HA14+3HA12(appui)+ 3HA12(travée)	11,4	4.37	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$	vérifiée
Zone III	3HA14+3HA12(appui)+ 3HA12(travée)	11,4	4.37	$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$	vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

A.2). Ferrailage des poutres secondaires :

➤ **En appuis :**

Tableau A-2-1) ferrailage des poutres secondaires en appuis

Niveau	Appuis	M (KN.m)	A _s cm ²	Ferrailage	A _{adopté}	A _{min} (CNF) cm ²	Observation
Zone I	A	-0.89	0.081	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	B	8.17	0.75	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	C	-6.13	0.56	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	D	-12.55	1.14	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	E	-6.76	0.61	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	F	8.59	0.78	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	G	3.08	0.28	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	H	-12.28	1.11	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
Zone II	A	-0.897	0.081	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	B	8.22	0.75	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	C	4.04	0.36	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	D	-12.66	1.14	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	E	3.87	0.35	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	F	8.76	0.79	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	G	-7.27	0.66	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	H	-12.31	1.12	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
Zone III	A	-1.51	0.13	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	B	-4.36	0.39	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	C	-4.42	0.39	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	D	-5.79	0.52	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	E	-4.45	0.4	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	F	-4.20	0.39	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	G	-4.408	0.4	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}
	H	-5.76	0.52	3HA12	3.39	0.66	A _{adopté} > A _{min}

➤ En travée :

Tableau A-2-2) ferrailage des poutres secondaires en travée

Niveau	travée	M (KN.m)	A _s cm ²	Ferrailage	A _{adopté}	A _{min} (CNF) cm ²	Observation
Zone I	A-B	2.81	0.3	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	B-C	1.15	0.18	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	C-D	2.55	0.27	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	D-E	0.83	0.08	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	E-F	2.6	0.27	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	F-G	1.202	0.185	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	G-H	2.86	0.306	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
Zone II	A-B	2.46	0.26	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	B-C	0.99	0.105	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	C-D	2.2	0.105	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	D-E	0.937	0.09	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	E-F	2.24	0.23	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	F-G	1.04	0.11	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	G-H	2.86	0.306	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
Zone III	A-B	1.07	0.11	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	B-C	0.992	0.105	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	C-D	1.065	0.113	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	D-E	0.973	0.106	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	E-F	1.067	0.114	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	F-G	0.991	0.106	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}
	G-H	1.07	0.114	3HA10	2.35	0.66	A _{adopté} >A _{min}

Tableau A-2-3) vérifications de RPA :

Section m ²	Ferrailage	A _{adopté} cm ²	A _{min(RPA)} cm ²	Observation	vérification
Zone I	3HA12+(appui)+ 3HA10(travée)	5.74	3	A _{adopté} > A _{min}	vérifiée
ZoneII	3HA12(appui)+ 3HA10(travée)	5.74	3	A _{adopté} > A _{min}	vérifiée
ZoneIII	3HA12(appui)+ 3HA10(travée)	5.74	3	A _{adopté} > A _{min}	vérifiée

VI.4. Vérifications à l'ELU :

➤ Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

- Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd$$

-**Poutres longitudinales:** $\tau_u = 103,55 \times 10^3 / 250.325 = 1,27 \text{ MPa}$

-**Poutres transversales :** $\tau_u = 80,3 \times 10^3 / 200.275 = 1,46 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BEAL 91.Art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd \leq \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

-**Poutres longitudinales :** $1,27 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

-**Poutres transversales :** $1,46 < 3.33 \text{ MPa}$condition vérifiée

➤ Vérification de l'adhérence acier-béton:

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

✓ **poutres principales :** $T_u^{\max} = 103,55 \text{ KN}$

$$\sum U_i : \pi(3 \times 14) = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{103.55 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 131,88} = 2,68 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **poutres secondaires :** $T_u^{\max} = 33,16 \text{ KN}$

$$\sum U_i : \pi(3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{80,3 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 113.04} = 2,87 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis:**

a) **Influence sur le béton :** Art A .5.313/ BEAL)

Il faut vérifier : $\frac{2T_u}{0,9bd} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$0,8 f_{c28} = 13,33 \text{ MPa}$

✓ **poutre principale :** $\frac{2T_u}{0,9bd} \leq \frac{2 \times 103,55 \times 10^3}{0,9 \times 250 \times 325} = 2,83 \text{ MPa}$

✓ **poutre secondaire :** $\frac{2T_u}{0,9bd} \leq \frac{2 \times 80,3 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 275} = 3,24 \text{ MPa}$

$\frac{2T_u}{0,9bd} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Cette condition est vérifiée dans les deux sens

b) **sur l'acier :**

• **appuis intermédiaires : Art A .5-1 .321/BEAL 91**

D'après l'article du BEAL 91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de L'ELU est ($M_u < 0,9 V_u d$), Alors on doit prolonger les armatures en travée au de la des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant qui égale :

$$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$$

On bien il faut vérifier : $\frac{2T_u}{0,9bd} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

• **appuis de rive : Art A .1 .5.312/BEAL91**

il est de bonne construction pour équilibrer V_u d'ancrer la nappe d'armature inferieur suffisante avec sa longueur de scellement. Pour cela, il faut vérifier cette condition :

○ **poutres principales :**

$$A_{t_{adop}} \geq A_s = \frac{V_{\max}}{f_e} = \frac{103,55 \times 10^3}{400} = 2,58 \text{ cm}^2 < 6,03 \text{ cm}^2$$

○ **poutres secondaires :**

$$A_{t_{adop}} \geq A_s = \frac{V_{\max}}{f_e} = \frac{80,3 \times 10^3}{400} = 2 \text{ cm}^2 < 4,62 \text{ cm}^2$$

Les armatures inferieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

c) **Longueur de scellement droite des barres :** Art A.6.1.23/BAEL 91 modifiées

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 10 : l_s = 35,27 \text{ cm}$

Pour les $\phi 12 : l_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 : l_s = 49,3 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour le Ø 10 : $l_s = 14,10$ cm

Pour le Ø 12 : $l_s = 16,92$ cm

Pour les Ø14 : $l_s = 19,72$ cm

✓ **Calcul des armatures transversales : (support du cours Béton Armé I TEC185).**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}) \cdot b \cdot S_t}{0,8 \cdot f_e}$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

$$A_t : 4\phi 8 = 2,01 \text{ MPa}$$

1) Poutre principale :

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 201}{250(1,27 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 40,2 \text{ cm}$$

❖ Condition complémentaire :

$$S_{t \min} = 7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) \leq \min(292,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{201 \times 400}{250 \times 402} = 0,8 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2).**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; 12 ; \frac{250}{10} \right\}$$

Avec :

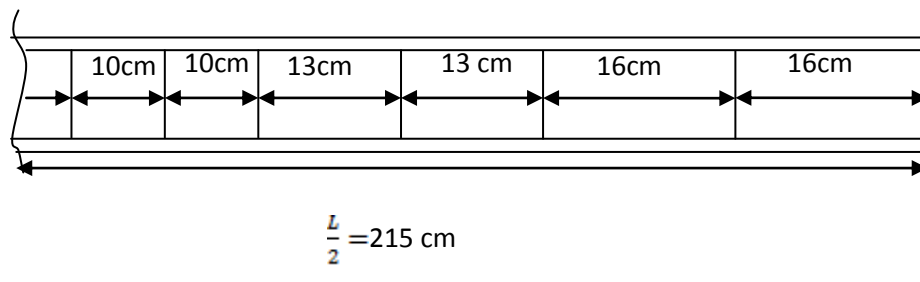
h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$\phi_t \leq \min\{10 ; 12 ; 25\} = 10 \text{ mm}$$

$$n = \frac{L}{2} = 2,15 \text{ on prend } n = 2$$

Dans la série de Caquot $S_t = 10\text{cm}$

la répartition des cadres sur la demi portée de la poutre principale :



2) Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 201}{200(1,46 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 38,7 \text{ cm .}$$

❖ Condition complémentaire :

$$S_{t \min} = 7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) \leq \min(24,75 ; 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{201 \times 400}{200 \times 387,46} = 1,03 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2).**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} ; 12 ; \frac{200}{10} \right\}$$

Avec :

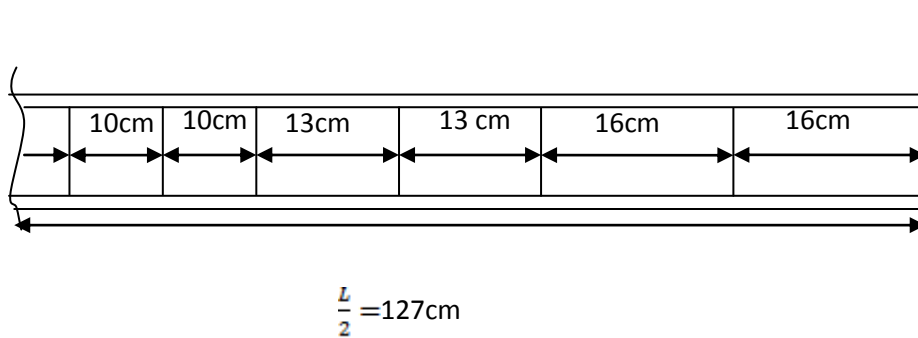
h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$\phi_t \leq \min\{8,57 ; 12 ; 20\} = 8,57 \text{ mm}$$

$$n = \frac{L}{2} = 2, \text{ on prend } n = 2$$

Dans la série de Caquot $S_t = 10\text{cm}$

la répartition des cadres sur la demi portée de la poutre secondaire :



5-2) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Avec : h : hauteur de la poutre ;

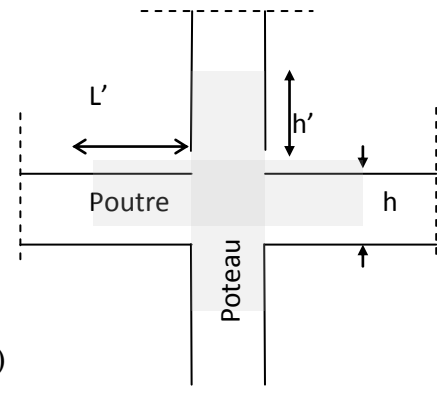
b_1 et h_1 : dimensions du poteau ;

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 63 \text{ cm}$;

$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$. Poutres principales de (25 X 35)

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$. Poutres secondaires de (20 X 30)



La section d'armatures transversales minimale

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Zone nodale

VI.6. Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

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

On calcule ; $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k_1

$$\text{Les contraintes valent alors : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

B) Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

➤ **Poutres principales :**

- **En appuis :**

Tableau B-1-1) Vérification la contrainte de compression dans les poutres principales appuis :

Niveau	appuis	Ms (KN.m)	As cm ²	ρ_1	B ₁	K ₁	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBC
Zone I	A	-41.46	8.03	0.919	0.865	22.04	183.65	8.33	15	vérifiée
	B	-42.40	8.03	0.919	0.865	22.04	187.82	8.52	15	vérifiée
	C	-55.54	8.03	0.919	0.865	22.04	246.03	11.16	15	vérifiée
	D	-42.85	8.03	0.919	0.865	22.04	189.81	8.61	15	vérifiée
	E	-41.90	8.03	0.919	0.865	22.04	185.6	8.42	15	vérifiée
Zone II	A	-45.99	8.03	0.919	0.865	22.04	203.72	9.24	15	vérifiée
	B	-46.30	8.03	0.919	0.865	22.04	205.10	9.30	15	vérifiée
	C	-53.26	8.03	0.919	0.865	22.04	235.93	10.70	15	vérifiée
	D	-46.2	8.03	0.919	0.865	22.04	204.65	9.28	15	vérifiée
	E	-45.99	8.03	0.919	0.865	22.04	203.72	9.24	15	vérifiée
Zone III	A	-43.43	8.03	0.919	0.865	22.04	192.38	8.72	15	vérifiée
	B	-41.2	8.03	0.919	0.865	22.04	182.50	8.28	15	vérifiée
	C	-46.15	8.03	0.919	0.865	22.04	204.43	9.27	15	vérifiée
	D	-41.8	8.03	0.919	0.865	22.04	185.16	8.40	15	vérifiée
	E	-43.6	8.03	0.919	0.865	22.04	193.13	8.76	15	vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

- En travée :
- Tableau B-1-2) Vérification la contrainte dans les poutres principales en travée :

Niveau	travée	M (KN.m)	A_u cm^2	ρ_1	B_1	K_1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	OBC
Zone I	A-B	24.58	3.14	0.360	0.907	38.76	265.55	6.85	15	vérifiée
	B-C	21.89	3.14	0.360	0.907	38.76	236.49	6.10	15	vérifiée
	C-D	21.88	3.14	0.360	0.907	38.76	236.38	6.09	15	vérifiée
	D-E	24.54	3.14	0.360	0.907	38.76	265.12	6.84	15	vérifiée
Zone II	A-B	22.66	3.14	0.360	0.907	38.76	244.81	6.31	15	vérifiée
	B-C	22.14	3.14	0.360	0.907	38.76	239.19	6.17	15	vérifiée
	C-D	22.11	3.14	0.360	0.907	38.76	238.87	6.16	15	vérifiée
	D-E	22.69	3.14	0.360	0.907	38.76	245.14	8.52	15	vérifiée
Zone III	A-B	22.28	3.14	0.360	0.907	38.76	240.71	6.21	15	vérifiée
	B-C	21.84	3.14	0.360	0.907	38.76	235.95	6.08	15	vérifiée
	C-D	21.84	3.14	0.360	0.907	38.76	235.95	6.08	15	vérifiée
	D-E	22.79	3.14	0.360	0.907	38.76	246.22	6.35	15	vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

➤ Poutres secondaires :

- En appuis :

Tableau B-2-1-) Vérification la contrainte dans les poutres secondaires en appuis :

Niveau	Appuis	Ms (KN.m)	As cm ²	ρ_1	B ₁	K ₁	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBC
Zone I	A	-0.664	3.39	0.567	0.888	29.64	8.02	0.27	15	vérifiée
	B	-3.89	3.39	0.567	0.888	29.64	46.98	1.58	15	vérifiée
	C	-1.61	3.39	0.567	0.888	29.64	19.44	0.65	15	vérifiée
	D	-7.44	3.39	0.567	0.888	29.64	89.87	3.03	15	vérifiée
	E	-2.15	3.39	0.567	0.888	29.64	25.97	0.87	15	vérifiée
	F	-3.55	3.39	0.567	0.888	29.64	42.88	1.44	15	vérifiée
	G	-3.97	3.39	0.567	0.888	29.64	47.95	1.61	15	vérifiée
	H	-7.95	3.39	0.567	0.888	29.64	96.03	3.23	15	vérifiée
Zone II	A	-0.664	3.39	0.567	0.888	29.64	8.02	0.27	15	vérifiée
	B	-3.324	3.39	0.567	0.888	29.64	40.10	1.35	15	vérifiée
	C	-2.98	3.39	0.567	0.888	29.64	35.99	1.21	15	vérifiée
	D	-6.83	3.39	0.567	0.888	29.64	82.50	2.78	15	vérifiée
	E	-6.75	3.39	0.567	0.888	29.64	81.53	2.75	15	vérifiée
	F	-2.98	3.39	0.567	0.888	29.64	35.99	1.21	15	vérifiée
	G	-3.324	3.39	0.567	0.888	29.64	40.10	1.35	15	vérifiée
	H	-7.29	3.39	0.567	0.888	29.64	88.06	2.97	15	vérifiée
Zone III	A	-1.118	3.39	0.567	0.888	29.64	13.40	0.45	15	vérifiée
	B	-1.85	3.39	0.567	0.888	29.64	22.34	0.75	15	vérifiée
	C	-1.2	3.39	0.567	0.888	29.64	14.49	0.48	15	vérifiée
	D	-3.21	3.39	0.567	0.888	29.64	38.77	1.30	15	vérifiée
	E	-1.97	3.39	0.567	0.888	29.64	23.79	0.80	15	vérifiée
	F	-1.9	3.39	0.567	0.888	29.64	22.95	0.77	15	vérifiée
	G	-1.95	3.39	0.567	0.888	29.64	23.55	0.79	15	vérifiée
	H	-3.42	3.39	0.567	0.888	29.64	41.31	1.39	15	vérifiée

- en travée :

Tableau B-2-2) Vérification la contrainte dans les poutres secondaires en travée :

Niveau	travée	Ms (KN.m)	As cm ²	ρ ₁	B ₁	K ₁	σ _s MPa	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	OBC
Zone I	A-B	1.01	2.35	0.398	0.903	36.55	17.30	0.47	15	vérifiée
	B-C	1.02	2.35	0.398	0.903	36.55	17.31	0.47	15	vérifiée
	C-D	1.01	2.35	0.398	0.903	36.55	17.30	0.47	15	vérifiée
	D-E	0.794	2.35	0.398	0.903	36.55	13.60	0.37	15	vérifiée
	E-F	0.92	2.35	0.398	0.903	36.55	15.76	0.43	15	vérifiée
	F-G	1.25	2.35	0.398	0.903	36.55	21.42	0.58	15	vérifiée
	G-H	1.01	2.35	0.398	0.903	36.55	17.30	0.47	15	vérifiée
Zone II	A-B	0.664	2.35	0.398	0.903	36.55	11.37	0.31	15	vérifiée
	B-C	1	2.35	0.398	0.903	36.55	17.13	0.46	15	vérifiée
	C-D	0.8	2.35	0.398	0.903	36.55	13.70	0.37	15	vérifiée
	D-E	0.92	2.35	0.398	0.903	36.55	15.76	0.43	15	vérifiée
	E-F	0.92	2.35	0.398	0.903	36.55	15.76	0.43	15	vérifiée
	F-G	1.05	2.35	0.398	0.903	36.55	17.13	0.46	15	vérifiée
	G-H	0.66	2.35	0.398	0.903	36.55	11.37	0.31	15	vérifiée
Zone III	A-B	1.13	2.35	0.398	0.903	36.55	19.36	0.52	15	vérifiée
	B-C	0.945	2.35	0.398	0.903	36.55	16.19	0.44	15	vérifiée
	C-D	1.11	2.35	0.398	0.903	36.55	19.02	0.52	15	vérifiée
	D-E	0.971	2.35	0.398	0.903	36.55	16.63	0.45	15	vérifiée
	E-F	1.11	2.35	0.398	0.903	36.55	19.02	0.52	15	vérifiée
	F-G	0.994	2.35	0.398	0.903	36.55	17.03	0.46	15	vérifiée
	G-H	1.13	2.35	0.398	0.903	36.55	19.36	0.52	15	vérifiée

VI.7 Etat limite de déformation de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

1) Poutres principales :

$$✓ \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{430} = 0,081 \geq 0,0625$$

$$✓ \quad \frac{h}{l} = 0,081 \geq \frac{24,58}{10 \times 31,89} = 0,07$$

$$✓ \quad \frac{8,01}{25 \times 32,5} = 0,0098 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

2) Poutres secondaires :

$$✓ \quad \frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0,075 \geq 0,0625$$

$$✓ \quad \frac{h}{l} = 0,075 \geq \frac{1,25}{10 \times 19,34} = 0,0064$$

$$✓ \quad \frac{2,35}{20 \times 27,5} = 0,0042 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

VII-1 Ferrailage des poteaux :

le c ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) , en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

En tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

1.35 G+1.5 Q :	à l'ELU
G + Q :	à l'ELS
0.8G ± E :	RPA 2003

VII-1-2 Recommandation du RPA 2003

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.8 %** de la section du béton :

Poteaux 45x45: $A_{s\ min} = 16.2\text{cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s\ min} = 12.8\text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s\ min} = 9.8\text{ cm}^2$

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

➤ Zone courante :

Poteaux 45x45 : $A_{s\ max} = 81\text{ cm}^2$

Poteaux 40x40: $A_{s\ max} = 64\text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s\ max} = 49\text{cm}^2$

➤ Zone de recouvrement :

Poteaux 45x45 : $A_{s\ max} = 121.5\text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s\ max} = 96\text{cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s\max} = 73.5\text{cm}^2$

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement in rôle de maintien des armatures longitudinales, Elles évitant ainsi leur flambement ;

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante : (Art .7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d V_u}{h_t f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section de calcul

f_e : contrainte limite élastique d'armature transversales

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du monde fragile de rupture par effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

S_t =Espacement des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min (15\phi_l) \text{ en zone courante} \end{array} \right.$$

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux

➤ **les armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times b_l$

Si : $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0.38\% S_t \times b_l$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

λ_g : l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad , \quad I_f = 0.7 h_e$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

a : dimension de la section droite du poteau dans la direction considère

a-1) Etape de calcul en flexion composée :

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

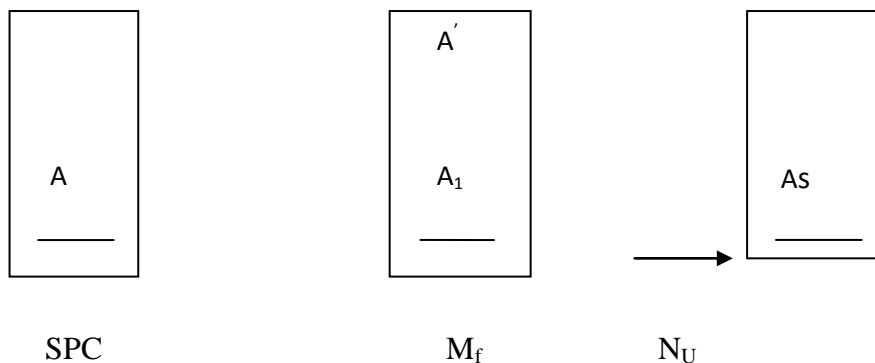
a-1-1)- section partiellement comprimée :

la section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \\ N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

❖ Calcul des armatures :



$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A' = 0$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_e = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_l = \mu_e b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

a-1-2)- section entièrement comprimée :

la section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

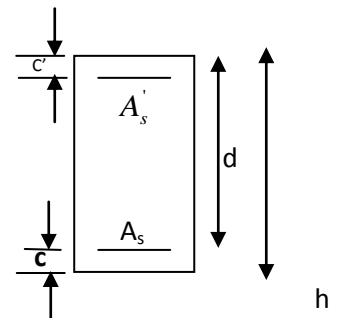
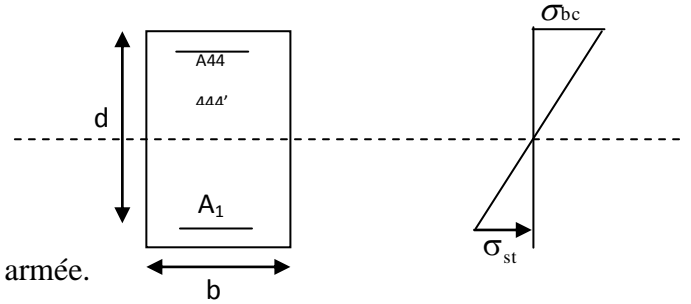
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

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

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

Remarque :

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} = 0$$

(Excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la

$$\text{section d'armature sera } A = \frac{N_u - B x f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\text{adopté}} >$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

a-1-3) Tableaux : ferrailage des poteaux dans le portique (6H)

- Sens longitudinal :

Niveau	sec	Poteau	sollicitation	N (KN)	M (KN/m)	nature	A cm ²	A _s cm ²	Ns (KN)	Ms (KN/m)	e _s	A _{min} cm ²	ferrailage	A _{adop} cm ²	Observation
Zone I	35 x 35	6H-9	N _{max} -M _{corr}	180,07	4,95	SPC	0	0	130,69	3,59	0,027	3,62	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} -M _{corr}	85,29	-12,7	SPC	0	0	121,50	-6,10	-0,05	3,59	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} -M _{max}	87,07	16,26	SPC	0	0,11	130,69	3,59	0,027	3,62	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
		6H-8	N _{max} -M _{corr}	357,08	3,44	SPC	0	0,09	268,33	7,43	0,027	3,59	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} -M _{corr}	152,50	-5,61	SPC	0	0	259,14	6,4	0,024	3,62	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} -M _{max}	262,94	14,62	SPC	0	0	268,33	7,43	0,027	3,59	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
		6H-7	N _{max} -M _{corr}	402,75	6,40	SPC	0	0	389,04	2,1	0,005	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} -M _{corr}	232,63	-6,56	SPC	0	0	379,85	-2,66	0,007	3,62	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} -M _{max}	394,74	13,12	SPC	0	0	389,04	2,1	0,005	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Niveau	sec	Pote au	sollicitati on	N (KN)	M (KN/m)	nature	A cm ²	A _s cm ²	N _s (KN)	Ms (KN/ m)	e _s	A _{mi} n cm ²	ferrailage	A _{adop} cm ²	Observation
Zone II	40 X 40	6H-6	N _{max} - M _{corr}	719,3 4	2,88	SPC	0	0	522,17	2 ,03	0,003	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	313,1 4	-7,21	SPC	0	0	510,16	-2,38	-0,004	4,7 5	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	348,5 0	15,59	SPC	0	0	522,17	2 ,03	0,003	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
		6H-5	N _{max} - M _{corr}	903,7 3	2,5	SPC	0	0	656,06	1,81	0,002	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	396,6 3	-5 ,74	SPC	0	0	644,05	-1,82	- 0,002 8	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	665,4 3	15,41	SPC	0	0	656,06	1,81	0,002	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
		6H-4	N _{max} - M _{corr}	1090. 1	1.7	SPC	0	0	791.36	1.32	0,001	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	481.4 1	-4.53	SPC	0	0	179.34	-1.54	-0,008	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	802.3 4	13.47	SPC	0	0	791.35	1.32	0,001	4,7 4	2HA12+2HA 14	5,34	A _{adop} > A _{min}

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Zone III	4 5 X 4 5	6H-3	N _{max} - M _{corr}	1282,4 8	1,35	SPC	0	0	931,13	0,981	0,001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	567,61	-5,14	SPC	0	0	915,93	-1,36	-0,001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	621,57	14,95	SPC	0	0	931,13	0,981	0,001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
		6H-2	N _{max} - M _{corr}	1467,5 8	1,25	SPC	0	0	1072,13	0,904	0,0008	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	657,84	-3,09	SPC	0	0	1056,93	-0,965	-0,0009	5,99	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	1085,5 7	13,23	SPC	0	0	1072,13	0,904	0,0008	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
		6H-1	N _{max} - M _{corr}	1679.9	0.24	SPC	0	0	1219.91	0.174	0.0001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	750.08	-1.55	SPC	0	0	1199.64	-0.629	-0.0005	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	813.94	14.65	SPC	0	0	1219.91	0.174	0.0001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

• Sens transversal :

Niveau	sec	Poteau	Sollicitation	N(KN)	M (KN/m)	nature	A _c cm ²	A _s cm ²	Ns(KN)	Ms(KN/m)	e _s	A _{min} cm ²	ferrailage	A _{ado} _p cm ²	Observation
Zone I	35 X 35	6H-9	N _{max} -M _{corr}	180,07	4,59	SPC	0	0	130,69	3,32	0,025	3,62	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} -M _{corr}	85,29	-6,18	SPC	0	0	121,50	-4,77	0,039	3,63	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} -M _{max}	126,14	9,62	SPC	0	0	130,69	3,32	0,025	3,62	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
		6H-8	N _{max} -M _{corr}	357,08	3,46	SPC	0	0	259,18	2,51	0,009	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} -M _{corr}	152,50	0,374	SPC	0	0	249,99	-2,19	0,007	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} -M _{max}	250,03	7,89	SPC	0	0	259,18	2,51	0,009	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
		6H-7	N _{max} -M _{corr}	402,75	-0,99	SPC	0	0	389,04	2,06	0,005	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} -M _{corr}	232,63	0,18	SPC	0	0	379,85	-2,44	0,006	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} -M _{max}	375,33	7,11	SPC	0	0	389,04	2,06	0,005	3,61	4HA12	4,52	A _{adop} > A _{min}

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Zone II	40 X 40	6H-6	N_{max}^- M_{corr}	719,3 4	3,12	SPC	0	0	522,17	2,26	0,004	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
			N_{min}^- M_{corr}	313,1 4	0,45	SPC	0	0	510,16	-2,56	-0,005	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
			N_{corr}^- M_{max}	504	8,77	SPC	0	0	522,17	2,26	0,004	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
		6H-5	N_{max}^- M_{corr}	903,7 3	2,61	SPC	0	0	656,06	1,89	0,002	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
			N_{min}^- M_{corr}	396,6 3	0,33	SPC	0	0	644,05	-1,92	-0,002	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
			N_{corr}^- M_{max}	406,2 4	7,89	SPC	0	0	656,06	1,89	0,002	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
		6H-4	N_{max}^- M_{corr}	1090. 1	1.83	SPC	0	0	791.35	1.32	0.0016	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
			N_{min}^- M_{corr}	481.4 1	0.23	SPC	0	0	779.34	-1.59	-0.002	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}
			N_{corr}^- M_{max}	765.1 4	7.19	SPC	0	0	791.35	1.32	0.0016	4,74	2HA12+2HA1 4	5,34	$A_{adop}>$ A_{min}

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Zone e III	45 X 45	6H-3	N _{max} - M _{corr}	1282,4 8	1,63	SPC	0	0	931,13	1,18	0,001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	567,67	0,318	SPC	0	0	915,93	-1,44	-0,001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	579,77	8,79	SPC	0	0	931,13	1,18	0,001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
		6H-2	N _{max} - M _{corr}	1467,5 8	1,14	SPC	0	0	1072,1 3	0,83	0,0007	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	657,84	0,75	SPC	0	0	1056,9 3	-0,87	0,0008	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	670	7,28	SPC	0	0	1072,1 3	0,83	0,0007	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
		6H-1	N _{max} - M _{corr}	1679.9	0.27	SPC	0	0	1219.9	0.196	0,0001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{min} - M _{corr}	750.08	1.27	SPC	0	0	1199.6	-0.39	-0,0003	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}
			N _{corr} - M _{max}	766.29	12.17	SPC	0	0	1219.9	0.196	0,0001	6	4HA14	6,15	A _{adop} > A _{min}

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

- Le Ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures recommandée par le règlement (RPA 99) en zone II

Section cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailage	A _{adopté} cm ²
35x35	9.8	8HA14	12.32
40x40	12.8	4HA14+4HA16	14.2
45x45	16.2	4HA16+4HA20	20.61

b-1) Calcul armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe de la pièce, elles ont un rôle qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi le flambement.

D'après le BEAL, le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixé comme suit :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 21 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Avec : b_1 et h_1 : dimensions du poteau ;

$$h' = \max \left(\frac{408}{6}; 45; 60 \text{ cm} \right) = 70 \text{ cm} \quad \text{dans les poteaux de RDC}$$

$$h' = \max \left(\frac{360}{6}; 40; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm} \quad \text{dans les autres poteaux}$$

Calcul de λ_g et A_t^{\min} :

- **Poteau (45x45) :**

$$\lambda_g = \frac{0.7}{45} 408 = 6.34 \longrightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow A_{\min} = \frac{A_t}{bS_t} = 0.3\%$$

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.02 \text{ cm}^2$$

$A_t = 201 \text{ cm}^2 < A_{\min}$ donc nous adoptons : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Poteau de (40x40) :**

$$\lambda_g = \frac{0.7}{40} 306 = 5.35 \longrightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow A_{\min} = \frac{A_t}{bS_t} = 0.3\%$$

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$A_t = 201 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ donc nous adoptons : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Poteau de (35x35) :**

$$\lambda_g = \frac{0.7}{35} 306 = 6.12 \longrightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow A_{\min} = \frac{A_t}{bS_t} = 0.3\%$$

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_t = 201 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ donc nous adoptons : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

► **Longueurs de recouvrement :**

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_t : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

VII-2 Vérification à l'E L S

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

1) État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Contrainte dans le béton

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l' ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée

$$B_0 = bh + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Tableau VI.4 : Vérification des poteaux à l'ELS

- **sens longitudinal**

Niveau	Poteau	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN/m)	e(m)	nature	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	vérification
Zone I	9-6	N _{smax} -M _s _{corr}	130,69	3,59	0,027	SEC	1,43	15	vérifiée
		N _{smin} -M _s _{corr}	121,50	-6,10	-0,05	SEC	0,01	15	vérifiée
		N _s _{corr} -M _{smax}	130,69	3,59	0,027	SEC	1,43	15	vérifiée
	8-6	N _{smax} -M _s _{corr}	268,33	7,43	0,027	SEC	2,91	15	vérifiée
		N _{smin} -M _s _{corr}	259,14	6,4	0,024	SEC	2,77	15	vérifiée
		N _s _{corr} -M _{smax}	268,33	7,43	0,027	SEC	2,91	15	vérifiée
	7-6	N _{smax} -M _s _{corr}	389,04	2,1	0,005	SEC	3,03	15	vérifiée
		N _{smin} -M _s _{corr}	379,85	-2,66	0,007	SEC	3,06	15	vérifiée
		N _s _{corr} -M _{smax}	389,04	2,1	0,005	SEC	3,03	15	vérifiée
Zone II	6-6	N _{smax} -M _s _{corr}	522,17	2,03	0,003	SEC	3,02	15	vérifiée
		N _{smin} -M _s _{corr}	510,16	-2,38	-0,004	SEC	2,62	15	vérifiée
		N _s _{corr} -M _{smax}	522,17	2,03	0,003	SEC	3,02	15	vérifiée
	5-6	N _{smax} -M _s _{corr}	656,06	1,81	0,002	SEC	3,74	15	vérifiée
		N _{smin} -M _s _{corr}	644,05	-1,82	-0,0028	SEC	3,38	15	vérifiée
		N _s _{corr} -M _{smax}	656,06	1,81	0,002	SEC	3,74	15	vérifiée
	4-6	N _{smax} -M _s _{corr}	791,36	1,32	0,001	SEC	4,43	15	vérifiée
		N _{smin} -M _s _{corr}	179,34	-1,54	-0,008	SEC	0,85	15	vérifiée
		N _s _{corr} -M _{smax}	791,35	1,32	0,001	SEC	4,43	15	vérifiée

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Zone III	3-6	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	931,13	0,981	0,001	SEC	4,05	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	915,93	-1,36	-0,001	SEC	3,86	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	931,13	0,981	0,001	SEC	4,05	15	vérifiée
	2-6	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	1072,13	0,904	0,0008	SEC	5,15	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	1056,93	-0,965	-0,0009	SEC	4,46	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	1072,13	0,904	0,0008	SEC	5,15	15	vérifiée
	1-6	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	1219,91	0,174	0,0001	SEC	5,22	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	1199,64	-0,629	-0,0005	SEC	5,1	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	1219,91	0,174	0,0001	SEC	5,22	15	vérifiée

- sens transversal

Niveau	Poteau	sollicitation	$N_s(KN)$	$M_s(KN/m)$	e(m)	nature	σ_b MPa	σ_b MPa	vérification
Zone I	9-H	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	130,69	3,32	0,025	SEC	0,97	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	121,50	-4,77	-0,039	SEC	0,19	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	130,69	3,32	0,025	SEC	0,97	15	vérifiée
	8-H	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	259,18	2,51	0,009	SEC	2,16	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	249,99	-2,19	0,007	SEC	2,03	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	259,18	2,51	0,009	SEC	2,16	15	vérifiée
	7-H	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	389,04	2,06	0,005	SEC	2,78	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	379,85	-2,44	-0,006	SEC	2,37	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	389,04	2,06	0,005	SEC	2,78	15	vérifiée
Zone II	6-H	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	522,17	2,26	0,004	SEC	3,07	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	510,16	-2,56	-0,005	SEC	2,57	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	522,17	2,26	0,004	SEC	3,07	15	vérifiée
	5-H	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	656,06	1,89	0,002	SEC	3,74	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	644,05	-1,92	-0,002	SEC	3,43	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	656,06	1,89	0,002	SEC	3,74	15	vérifiée
	4-H	$N_{s_{max}}-M_{s_{corr}}$	791,35	1,32	0,0016	SEC	4,48	15	vérifiée
		$N_{s_{min}}-M_{s_{corr}}$	779,34	-1,59	-0,002	SEC	4,15	15	vérifiée
		$N_{s_{corr}}-M_{s_{max}}$	791,35	1,32	0,0016	SEC	4,48	15	vérifiée

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Niveau	Poteau	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN/m)	e(m)	nature	σ_b MPa	σ_b MPa	vérification
Zone III	3-H	N _{smax} -M _{scorr}	931,13	1,18	0,001	SEC	4,05	15	vérifiée
		N _{smin} -M _{scorr}	915,93	-1,44	-0,001	SEC	3,33	15	vérifiée
		N _{scorr} -M _{smax}	931,13	1,18	0,001	SEC	4,05	15	vérifiée
	2-H	N _{smax} -M _{scorr}	1072,13	0,83	0,0007	SEC	4,64	15	vérifiée
		N _{smin} -M _{scorr}	1056,93	-0,87	0,0008	SEC	4,58	15	vérifiée
		N _{scorr} -M _{smax}	1072,13	0,83	0,0007	SEC	4,64	15	vérifiée
	1-H	N _{smax} -M _{scorr}	1219.9	0.196	0,0001	SEC	5,23	15	vérifiée
		N _{smin} -M _{scorr}	1199.6	-0.39	-0,0003	SEC	5,16	15	vérifiée
		N _{scorr} -M _{smax}	1219.9	0.196	0,0001	SEC	5,23	15	vérifiée

Chapitre VIII

Ferraillage des voiles

VIII-Ferrailages des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles sera déterminé en flexion composée, pour faire face à ces sollicitations on va prévoir trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

VIII-1-Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'action dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

$$\text{Selon le BAEL91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage, on définit 3 zones

Zone I : RDC ,1^{ère} Etage, 2^{ème} Etage .

Zone II :3^{ème} Etage, 4^{ème} Etage, 5^{ème} Etage.

Zone III :6^{ème} Etage, 7^{ème} Etage, 8^{ème} Etage.

VIII-2- Ferrailage des trumeaux :

❖ Généralité :

Les trumeaux sont sollicité en général en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classique de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyen. Ce qui est le cas de notre ouvrage.

❖ Etapes de calculs d'une section en flexion composée

- Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

a) Section partiellement comprimée : (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est Satisfaite :

- $e_u > (\frac{h}{2} - c)$
- $N_u \cdot (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{h}) b h^2 \cdot f_{bc}$

Avec :

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

M_f : Moment fictif

❖ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

- Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Section est simplement armée

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

- Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Section est doublement armée

$$A_f = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \bar{c}) \cdot \sigma_s} \quad \hat{A} = \frac{\Delta M}{(d - \bar{c}) \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est

$$\hat{A}_s = A_f \quad ; \quad A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est Satisfaite :

- $e_u \leq (\frac{h}{2} - c)$
- $N_u \cdot (d - c) - M_f > (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{h}) b h^2 \cdot f_{bc}$

- Si $(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - \bar{c}) - M_f < (0.5 - \frac{\bar{c}}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} ; \dot{A}_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N \cdot (d - \dot{c}) - M_u}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{\dot{c}}{h}}$$

- Si $N_u \cdot (d - \dot{c}) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{\dot{c}}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{M_u \cdot (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - \dot{c}) \cdot \sigma_s} ; \dot{A}_s = \frac{N - (b \cdot h \cdot f_{bc})}{\sigma_s} - A_s$$

❖ Méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des Sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma = \frac{-N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

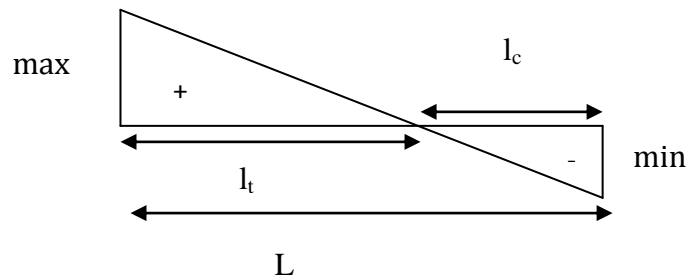
Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

y : bras de levier ; $y = L/2$

M et N : sont déterminés à partir du logiciel.



VIII-1 Diagramme des contraintes

a- Excentricité :

$$e = \frac{M}{N}$$

b- calcul de la hauteur utile (d) :

La hauteur utile (**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des Armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

c- Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_f = M + N \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

d- ferrailage du trumeau :

❖ Armatures verticales

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_b}$$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; \theta = 0.85 \text{ (durée } < 1\text{h)} ; \gamma_b \text{ (Situation accidentelle).}$$

- Si $\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$

- Si $\mu > \mu_1 \Rightarrow \text{SDA}$

$$A_V = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Avec :

A_V : Section des armatures tendue du voile.

❖ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% B$.

Avec :

B : la section du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1

De l'épaisseur du voile.

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures, ce sont généralement des épingles.

❖ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré,

Chapitre VIII : Ferrailages des voiles

Cette quantité d'armatures doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, Dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

❖ Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et Verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 1.5e \text{ cm}$$

Avec:

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

❖ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges.

❖ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

VIII-4 -Vérifications :

❖ Exigences de RPA 99 (version 2003)

➤ Zone tendue :

- section de la zone tendue : $b \times l_t$
- ferrailage de la zone tendue : A_t

On doit vérifier que : $0.2\%.b.l_t < A_t$

➤ Globalement dans le trumeau :

- Section totale du béton : $S_b = b \times L$
- Section totale des armatures : S_a

On doit vérifier que : $\frac{s_a}{s_b} (\%) \geq 0.15\%$

➤ **Zone courante :**

La longueur de la zone courante est donnée comme suit : $L - \frac{2L}{10}$

- Section brute du béton : $\frac{8bL}{10}$

- Section d'armature dans cette zone courante : A_c

On doit vérifier que : $\frac{10A_c}{8bL} \geq 0.10\%$

❖ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq \overline{\sigma_b} \text{ avec } \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué,

B : Section du béton,

A : Section d'armatures adoptée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_b} = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$V = 1.4 \cdot V_u$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile,

d : Hauteur utile,

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91:**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right], \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VIII-5-Exemple de calcul :

Pour illustrer le calcul d'un trumeau, on choisit celui à la base (portique 1-2) G

$$L = 3.85\text{m}$$

$$e = 0.20\text{m}$$

$$B = 0.77\text{m}^2$$

$$I = 0.95\text{m}^4$$

$$y = \bar{y} = \frac{L}{2} = 1.925\text{m}$$

$$M = 2903.824\text{KN.m}$$

$$T = 621.95\text{KN}$$

$$N = 310.794\text{KN (Compression)}$$

Remarque :

Au cours de nos calculs, nous avons constaté que le centre de pression de toutes nos sections se trouve en dehors du segment limité par les armatures, ce qui donne des Sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

1) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2903.824}{310.794} = 9.34 \geq \left(\frac{L}{2} - C \right) \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve en dehors du segment limite pour les armatures} \Rightarrow \text{Section est partiellement comprimée.}$$

2) Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{-N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{-310.794}{0.77} + \frac{2903.824}{0.95} \times 1.925 = 5480.43.\text{KN/m}^2 = 5.48\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-N}{B} - \frac{M}{I} y = \frac{-310.794}{0.77} - \frac{2903.824}{0.95} \times 1.925 = -6287.69\text{KN/m}^2 = -6.288\text{MPa}$$

3) Calcul de l_t :

Triangles semblables $\Rightarrow l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5.48}{5.480 + 6.288} \times 3.85 = 1.79m$.

4) Calcul de la longueur utile: d

➤ Longueur de la zone d'extrémité (RPA99/2003.art .7.7.4.1)

$$\frac{L}{10} = \frac{3.85}{10} = 0.385m = 38.5cm$$

➤ Espacement (RPA99/2003 art7.7.4.3) :

- En zone courante :

$$S \leq \min\{ 1.5e; 30cm \} \Rightarrow S \leq \min\{ 30; 30cm \}$$

Donc on opte pour $S=20cm$

- Aux extrémités :

$$\frac{S}{2} = \frac{22}{2} = 10cm$$

$$d = L - \frac{L}{10} = 385 - \frac{38.5}{2} = 366cm$$

5) Ferrailage des trumeaux :

➤ Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 2903.824 + 310.794 \times \left(3.66 - \frac{3.85}{2} \right)$$

$$M_f = 3443.10KN.m$$

1. Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74MPa$$

$$\mu = \frac{3442.27 \times 10^6}{200 \times (3660)^2 \times 21.74} = 0.0591 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section (SSA)}$$

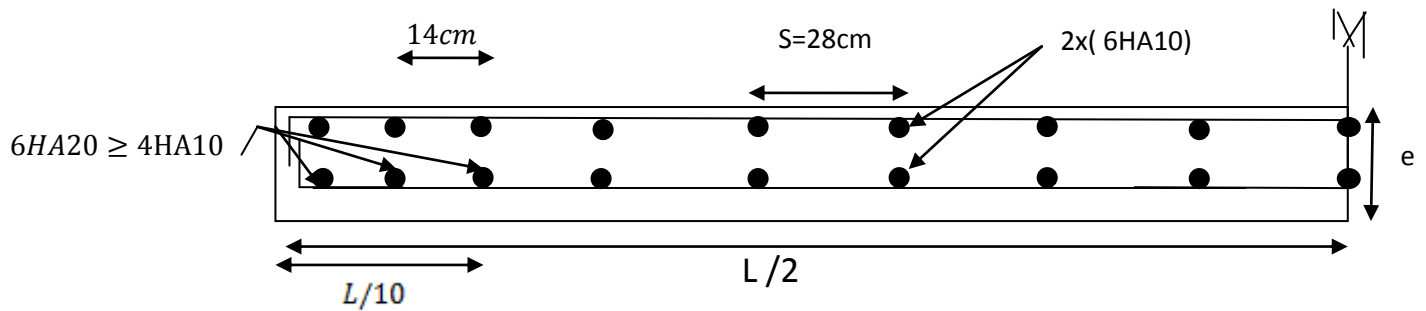
$$A_V = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0592})$$

$$\alpha = 0.076 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.076 = 0.97$$

$$A_V = \frac{3443.10 \times 10^3}{0.97 \times 3.66 \times 400} - \frac{310.794 \times 10^3}{400} = 24.25 - 7.77 = 16.48cm^2$$

$$\text{Soit } 6HA20 = 18.84cm^2$$



VIII-2 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Remarque :

Le reste des armatures verticales occupant la zone courante du trumeau sera déterminé par les Conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

2. Armatures horizontales

D'après le BAEL : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{56.52}{4} = 14.13\text{cm}^2$

D'après le RPA : $A_H \geq 0.15\% . B$

Soit $5\text{HA}20 = 15.70\text{cm}^2$

3. Armatures de coutures :

$$A_{CO} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 621.95}{400} = 23.95\text{cm}^2$$

Soit $A_{CO} = 8\text{HA}20 = 25.13\text{cm}^2$

4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures seront reliée par 4 épingles au mètre carre de HA8

5. Potelet :

Nous adoptons pour les potelets une section d'armatures minimale de 4HA20 avec des cadres de HA8

6) Vérification :

❖ **Zone tendue :**

- Section de la zone tendue = $b \times l_t = 0.2 \times (1.79)$

$$\Rightarrow 0.2\% b l_t = \frac{0.2}{100} \times (0.412) = 7.16\text{cm}^2$$

- Ferrailage de cette zone tendue :

$$6\text{HA}20 + 2 \times 5\text{HA}10 = 26.68\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow 26.68\text{cm}^2 > 0.2\% b l_t = 7.16\text{cm}^2 \Rightarrow OK$$

❖ **Globalement dans le voile :**

- Section total de béton :

$$b \times L = 0.20 \times 3.85 = 7700\text{cm}^2$$

- Section total d'armatures :

$$2 \times (6\text{HA}20) + 2 \times (12\text{HA}10) = 56.52\text{cm}^2$$

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{56.52}{7700} = 0.876\% > 0.15\% \Rightarrow \text{OK}$$

❖ **Dans la zone courante :**

- Longue la zone courante $= L - 2\left(\frac{L}{10}\right) = 308\text{cm}$
- Section de la zone courante :
 $(20 \times 308) = 6160\text{cm}^2$
- Section d'armature de cette zone courante :
 $2 \times (12\text{HA}10) = 18.84\text{cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{18.84}{6160} = 0.306\% > 0.10\% \Rightarrow \text{OK}$$

A. Vérification à ELS :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} = \frac{73.286}{3.85 \times 0.20 + 15 \times 56.52 \times 10^{-4}} = 0.086\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.084\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$$

B. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99/2003 art7.7.2 :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4 \times 621.95 \times 10^3}{0.20 \times 3.657} = 1.19\text{MPa}$$

$$V = 1.4 \times V_u \text{ avec } V_u = 621.95\text{KN}$$

b_0 : épaisseur du voile

d : h auteur utile

h : hauteur total de la section brute

$$\tau_b = 1.19 MPa < \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 MPa$$

- D'après le BAEL91/99 :

Il faut vérifiée que $\tau_u < \overline{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma}; 4 MPa\right\} = 3.26 MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{621.95 \times 10^3}{0.20 \times 3.657} = 0.85 MPa < 3.26 MPa \Rightarrow \text{ok}$$

Remarque:

L'ensembles des calculs sont donné sous forme des tableaux

Chapitre VIII : Ferrailages des voiles

VIII-6-Tableau des voiles transversaux (portique 1-2) G:

Zone	N(KN)	T(KN)	M(KN.m))	e(m)	L(m)	b (cm)	Obs.	σ_{\max} (MPa)	σ_{\min} (MPa)	L _t (m)	$\frac{L}{10}$ (m)	M _f (KN.m)
I	310.794	621.95	2903.82	9.34	3.85	20	SPC	5.48	-6.288	1.79	0.385	3443.1 0
II	119.284	565.599	1503.095	12.6	3.85	20	SPC	2.89	-3.2	1.83	0.385	1710.0 5
II	22.025	346.075	476.318	21.63	3.85	20	SPC	0.94	-0.99	1.87	0.385	514.53

Zone	d (cm)	A _v (cm ²)	Choix	A _v adp (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix	A _H adp(cm ²)	A _{co} (cm ²)	Choix	A _{co} (cm ²) adp	A _{Transversale} (cm ²)
I	366	16.48	6HA20	18.84	14.13	5HA20	15.70	23.95	8HA20	25.13	4épingle (HA8)/m ²
II	366	8.88	6HA14	9.23	9.325	5HA16	10.05	21.77	7HA20	21.99	4épingle (HA8)/m ²
III	366	2.98	6HA10	4.71	7.065	5HA14	7.69	13.32	7HA16	14.07	4épingle (HA8)/m ²

Chapitre VIII : Ferrailages des voiles

VIII-7- Vérification des voiles transversaux (portique 1-2) G :

Zone	$0.2\%bl_t$ (cm ²)	A_T (cm ²)	Choix	$0.2\%bl_t > 0.15\%$	S_b (cm ²)	S_a (cm ²)	$\frac{S_a}{S_b} \%$	$\frac{S_a}{S_b} \geq 0.15\%$	$\frac{8bl}{10}$	Asc (cm ²)	$\frac{10A_{sc}}{8bl}$	$\frac{10A_{sc}}{8bl} \geq 0.10$
I	7.16	26.68	6HA20+2(5HA10)	OK	7700	56.52	0.734	OK	6160	18.84	0.306	OK
II	7.32	17.07	6HA14+2(5HA10)	OK	7700	37.3	0.48	OK	6160	18.84	0.306	OK
III	7.48	12.55	6HA10+2(5HA10)	OK	7700	28.26	0.367	OK	6160	18.84	0.306	OK

Zone	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Obs. $\tau_u < \overline{\tau_u}$	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	Obs. $\tau_b < \overline{\tau_b}$	N_{se} (KN)	B(m ²)	A (cm ²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs. $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
I	621.95	0.85	3.26	OK	1.19	5	OK	73.286	0.77	56.52	0.086	15	OK
II	565.599	0.773	3.26	OK	1.082	5	OK	51.742	0.77	35.36	0.063	15	OK
III	346.075	0.473	3.26	OK	0.662	5	OK	24.408	0.77	29.82	0.03	15	OK

VIII-8-Tableau des voiles longitudinaux (portique I-J) 5:

Zone	N(KN)	T(KN)	M(KN.)	e(m)	L(m)	b (cm)	Obs.	σ_{\max} (MPa)	σ_{\min} (MPa)	L_t (m)	$\frac{L}{10}$ (m)	M_f (KN.m)
I	489.57	227.38	1829.643	3.74	3.55	20	SPC	3.623	-5.083	1.48	0.355	2612.96
II	346.45	570.031	1020.367	2.945	3.55	20	SPC	2.22	-3.15	1.47	0.355	1576.42
II	55.38	384.994	360.703	6.51	3.55	20	SPC	0.76	-0.94	1.58	0.355	449.60

Zone	d (cm)	A_v (cm ²)	Choix	A_v adp (cm ²)	A_H (cm ²)	Choix	A_H adp(cm ²)	A_{co} (cm ²)	Choix	A_{co} (cm ²) adp	$A_{\text{Transversale}}$ (cm ²)
I	338	7.66	6HA14	9.23	7.625	7HA12	7.92	8.75	6HA14	12.31	4épingle (HA8)/m ²
II	338	3.32	6HA10	4.71	5.365	5HA12	5.65	21.94	7HA20	21.99	4épingle (HA8)/m ²
III	338	1.96	6HA10	4.71	5.365	5HA12	5.65	14.82	5HA20	15.70	4épingle (HA8)/m ²

Chapitre VIII : Ferrailages des voiles

VIII-9- Vérification des voiles longitudinaux (portique I-J) 5 :

Zone	$0.2\%bl_t$ (cm ²)	A_T (cm ²)	Choix	$0.2\%bl_t > 0.15\%$	S_b (cm ²)	S_a (cm ²)	$\frac{S_a}{S_b} \%$	$\frac{S_a}{S_b} \geq 0.15\%$	$\frac{8bl}{10}$	A_{sc} (cm ²)	$\frac{10A_{sc}}{8bl}$	$\frac{10A_{sc}}{8bl} \geq 0.10$
I	5.92	13.25	6HA14+2(4HA8)	OK	7100	30.5	0.429	OK	5680	12.04	0.212	OK
II	5.88	8.73	6HA10+2(4HA8)	OK	7100	21.46	0.302	OK	5680	12.04	0.212	OK
III	6.32	9.73	6HA10+2(5HA8)	OK	7100	21.46	0.302	OK	5680	12.04	0.212	OK

Zone	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Obs. $\tau_u < \overline{\tau_u}$	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	Obs. $\tau_b < \overline{\tau_b}$	N_{se} (KN)	$B(m^2)$	A (cm ²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs. $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
I	227.38	0.335	3.26	OK	0.47	5	OK	145.27	0.674	30.5	0.20	15	OK
II	570.031	0.773	0.779	OK	1.09	5	OK	100.8	0.674	21.46	0.14	15	OK
III	384.994	0.57	3.26	OK	0.799	5	OK	43.54	0.674	21.46	0.062	15	OK

Chapitre IX:

Etude de l'infrastructure

IX -1 Etude de l'infrastructure:

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 résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de 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.

❖ **Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

❖ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

IX-2 Semelles isolée sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{\max} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte admissible du sol

N_s : effort normal A l'ELS

A : longueur de la semelle

B : largeur de la semelle

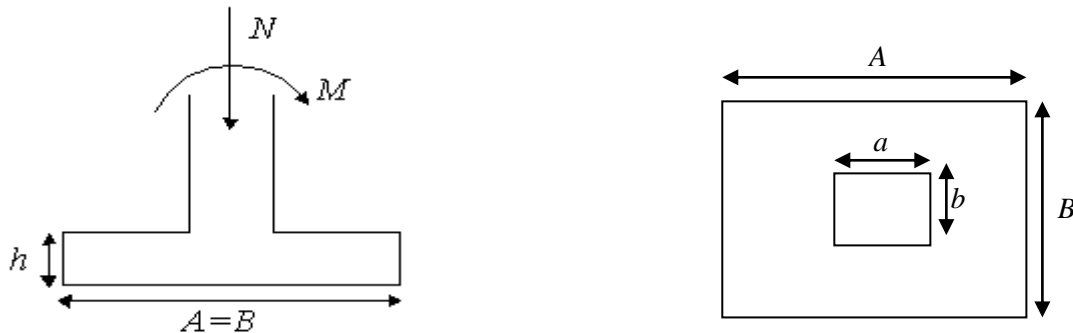


Fig X -1 : schéma statique de la fondation

Homothétie des semelles

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \longrightarrow \frac{45}{45} = 1 \quad \text{D'où } A = B$$

$$B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} N_s = 1220,22 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$A = B = 2,47 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il ya lieu d'opter pour des semelles filantes.

XI-3 Semelles continues :

XI-3-1 Semelles continues sous voile :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : largeur de la semelle,

L : longueur du voile,

G et Q : charge et surcharge à la base du voile,

σ_{Sol} : contrainte admissible du sol.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

➤ **Surfaces des semelles filantes sous voiles :**

Voiles	G+Q (KN)	σ_{Sol} (MPa)	L (m)	B (m)	S (m ²)
V ₁	545.04	200	2,2	1.23	2.70
V ₂	546.03	200	2,2	1.24	2.73
V ₃	580.94	200	4	0.72	2.9
V ₄	580.04	200	4	0.72	2.9
V ₅	2031.07	200	4	2.53	10.15
V ₆	2025.33	200	4	2.53	10.12
V ₇	1628.81	200	2,2	3.7	8.14
V ₈	1672.04	200	2,2	3.8	8.36
V ₁	1140.54	200	4,3	1.32	5.7
V ₂	1117.82	200	4,3	1.29	5.58
V ₃	1467.05	200	4,3	1.7	7.33
V ₄	1465.90	200	4,3	1.7	7.32
V ₅	1115.77	200	4,3	1.29	5.57
V ₆	1138.52	200	4,3	1.32	5.69

Soit une section totale $S_v = 85.19m^2$.

IX-3-2 Semelles continues sous poteaux :

- Etape de calcul :**

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Application :

a) **Déterminer la résultante des charges**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique 3) .

➤ **Détermination de la résultante des charges :**

Poteaux	G+Q (KN)	Moment (KN . m)	e_i (m)	$N_i \cdot e_i$ (KN.m)
1	762.06	6.3	-8,600	-6553.71
2	1220.98	-0.418	-4,300	-5250.21
3	368.2	-0.114	0,000	0
4	1219.91	0.173	4,300	5245.61
5	758.26	-6.48	8,600	6521.03
	$\Sigma = 4329.41$	$\Sigma = -0.539$		$\Sigma = -37.27$

b) Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-37.27 + (-0.539)}{4329.41} = -0.008m$$

$$e = -0.008 \text{ m}$$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e = -0.008 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.50}{6} = 2.92 \text{ m}$ → Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous les semelles

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4329.41}{17.65} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.008)}{17.65} \right) = 244.62 \text{ KN / ml}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4329.41}{17.65} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.008)}{17.65} \right) = 245.95 \text{ KN / ml}$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4329.41}{17.65} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.008)}{17.65} \right) = 245.29 \text{ KN / ml}$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{245.29}{200} = 1.22 \text{ m} \text{ on prend } B = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 1.3 \times 17.65 = 22.94 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 22.94 \times 8 = 183.56 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 183.56 + 85.19 = 268.75 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{st} = 17.65 \times 28.35 = 500.37 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{198.15}{500.37} = 0.53$$

✓ Conclusion :

-Les semelles présentent de grandes surfaces se qui impliquent un chevauchement entre elles. Elles occupent ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX.4. Étude du radier :

-Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Rapidité d'exécution.
- facilité de coffrage.

A. Pré dimensionnement du radier :

➤ La hauteur du radier :

❖ Selon la condition d'épaisseur minimal

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min}=25 \text{ cm}$)

❖ Selon la condition forfaitaire :

L_{\max} : la distance maximale entre axe de deux nervures successifs dans les sens considérée.

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h_n : hauteur de la nervure.

$$L_{\max} = 4.3 \text{ m} \Rightarrow 53.75 \text{ cm} \leq h \leq 86 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 80 \text{ cm}$

❖ Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E=11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.3\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.83 \text{ m}$$

On prend $h_n = 90$ cm

➤ **Dalle**

Epaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

L_{\max} : la distance maximale entre nus de deux nervures successifs dans les sens considérée.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{385}{20} = 19,25 \text{ cm}$$

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

➤ **Largeur de la nervure :**

$$0.9h_n \leq b_n \leq 0.7b_n \quad \Longrightarrow \quad 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 50$ cm

➤ **Conclusion :**

Choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur de la nervure $h_n = 90$ cm.
- Largeur de la nervure $b_n = 50$ cm
- Hauteur de la dalle $h_d = 30$ cm.

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

• Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers

$$\begin{cases} G = 18672.49 \text{ KN} \\ Q = 6504.9 \text{ Kn} \end{cases}$$

- **Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(18672.49) + 1.5(6504.9) = 34965.2 \text{ KN} \\ N_s = G + Q = 18672.49 + 6504.9 = 25177.39 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELU : $S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{34965.2}{1.33 \times 200} = 131.45 \text{ m}^2$

A L'ELS : $S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{25177.39}{200} = 125.88 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow S_{bat} = 500.37 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 125.88 \text{ m}^2$$

Remarque :

on remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que vous imposent les règles de BEAL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{dée} \geq \max\left(\frac{h_{ner}}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de 50 cm dans les quatre sens
Donc on aura une surface totale du radier :

$$\begin{aligned} S_{rad} &= S_{bat} + S_{deb} \\ S_{rad} &= 500.37 + (17.65 + 28.35) \times 0.5 \times 2 = 546.37 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

c) Calcul des sollicitations à la base du radier :

1) Charges permanentes :

➤ **Poids du bâtiment :** $G_{bat} = 18672.49 \text{ KN}$

➤ **Poids du radier :**

G_{radier} : poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_1 = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 546.37 \times 0.3 \times 25 = 4097.77 \text{ KN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = [0.5(0.9 - 0.3) \times 17.65 \times 5 + 0.5(0.9 - 0.3) \times 28.35 \times 8] \times 25 = 2362.87 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho_b$$

Avec : $S_{\text{ner}} = \frac{2362.87}{25 \times 0.5} = 189.03 m^2$

$$P_3 = (546.37 - 189.03) \times (0.9 - 0.3) \times 17 = 3644.86 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_4 = (546.37 - 189.03) \times 0.1 \times 25 = 893.35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{\text{rad}} = p_1 + p_2 + p_3 + p_4 = 10998.85 \text{ KN}$$

2) surcharge :

- surcharge de bâtiment : 9897.5 kN
- surcharge du radier : $1.5 \times 546.37 = 819.55 \text{ KN}$

*** Poids total de la structure:**

$$\begin{cases} G_{\text{tot}} = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 18672.49 + 10998.82 = 29671.31 \text{ KN} \\ Q_{\text{tot}} = Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}} = 9897.5 + 819.55 = 10717.05 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(29671.3) + 1.5(10717.05) = 56131.83 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 29671.3 + 10717.05 = 40388.35 \text{ KN}$

2. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 14.1 m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.8 m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{yy} = \frac{b h^3}{12} = \frac{17.65 \times 28.35^3}{12} = 33513.72 m^4$$

$$I_{xx} = \frac{h b^3}{12} = \frac{28.35 \times 17.65^3}{12} = 12989.9 m^4$$

C. Vérification :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement : Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = N_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{56131,83 \times 1}{546,37} \times \frac{4,3}{2} = 220,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{220,88 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,81 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

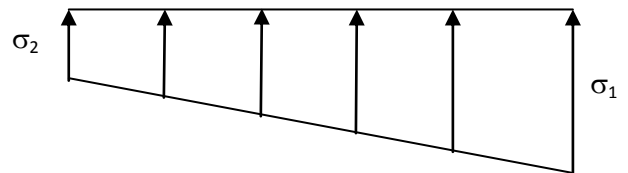


Diagramme des contraintes

on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal:

$$M = 1315.2 + 61562.11 \times 1.2 = 75189.73 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56131.83}{546.37} + \frac{75189.73}{33513.72} \times 14.1 = 134.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56439.87}{555.37} - \frac{75189.73}{33513.72} \times 14.1 = 71.15 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 134.36 + 71.15}{4} = 118.55 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 118.55 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS

$$M = 44933.34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40388.35}{546.37} + \frac{44933.34}{33513.72} \times 14.1 = 92.82 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40388.35}{546.37} - \frac{44933.34}{33513.72} \times 14.1 = 55.02 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 92.82 + 55.02}{4} = 83.37 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 110 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 83.37 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 110 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

A l'ELU:

$$M = 1704.63 + 1.2 \times 61562.11 = 57110.52 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56131.83}{546.37} + \frac{57110.52}{12989.9} \times 8.8 = 141.42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56131.83}{546.37} - \frac{57110.52}{12989.9} \times 8.8 = 64.10 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 141.42 + 64.10}{4} = 122.09 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{SOL} = 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 122.09 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M = 44933.34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40388.35}{546.37} + \frac{44933.34}{12989.9} \times 8.8 = 104.36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40388.35}{546.37} - \frac{44933.34}{12989.9} \times 8.8 = 43.56 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 104.36 + 43.56}{4} = 89.16 \text{ kN/m}^2 ; \quad \sigma_{SOL} = 110 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 89.16 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 110 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

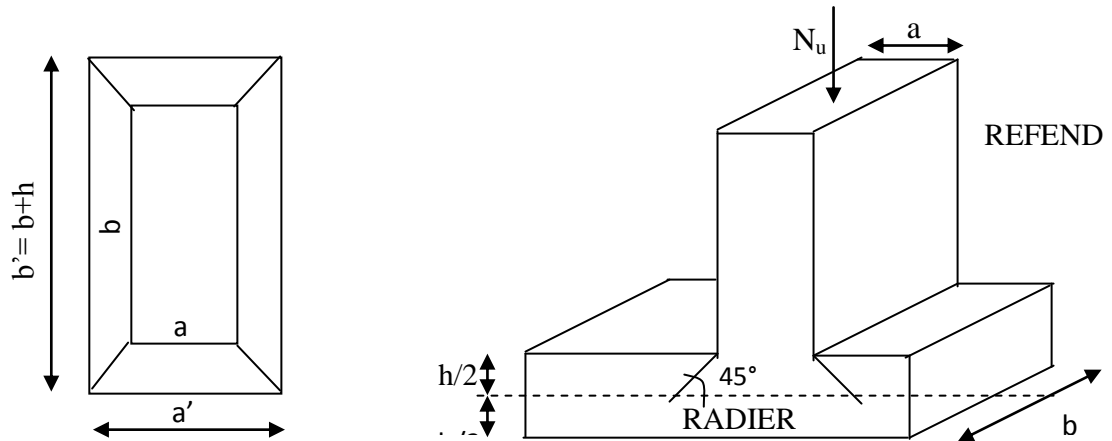
Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité

μ_c : périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1[m]).



Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 (a' + b') = 2 (a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,9) = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u = 1681,69 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 5,4 \times 0,9 \times 25000 = 5467,5 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 (a' + b') = 2 (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 3142,739 \text{ KN}$$

. Condition vérifiée

$$N_u < 0,046 \times 6 \times 0,9 \times 25000 = 6210 \text{ KN}$$

IX-5) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

❖ **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas :

Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

A- Identification du panneau le plus sollicité (panneau intermédiaire) :

$$\text{B- } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.3} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases} \quad L_x = 4\text{m}$$

C- $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, le poids propre du radier sera réduit de la réaction du sol

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{N_{urad}}{S_{rad}} = 122.09 - \frac{10998.85}{546.37} = 101.95 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 89.16 - \frac{10998.85}{546.37} = 69.02 \text{ KN/m}^2$$

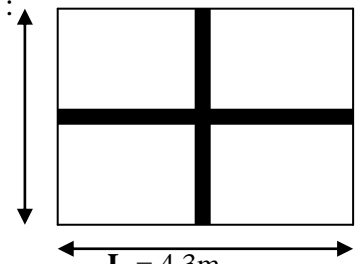
B -Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :-

On obtient :

$$M_x = 0,0428 \times 101.95 \times 4^2 = 69.81 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.841 \times 69.81 = 58.71 \text{ KN.m}$$



Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

0.75 : pour les moments en travées

0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires

0.3 : pour les moment sur appuis de rive

❖ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_{a-x} = 0.5 \times 69.8 = 34.9 \text{ KN.m} \\ M_{a-y} = 0.5 \times 58.71 = 29.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{a-x} = 0.3 \times 69.8 = 20.94 \text{ KN.m} \\ M_{a-y} = 0.3 \times 58.71 = 17.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{t-x} = 0.75 \times 69.8 = 52.35 \text{ KN.m} \\ M_{t-y} = 0.75 \times 58.71 = 44.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage du panneau**

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} \rightarrow \beta \rightarrow A = \frac{M}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

Les résultats de ferraillage de panneau le plus sollicité sont résumées dans le tableau suivant

➤ **Ferraillage du panneau le plus sollicité :**

Sens		Mr (KN.m)	μ	β	obs	A cm ²	Ferraillage	A _{adoptée}	S _t
x-x	appuis	34.9	0.034	0.983	SSA	3.77	4HA12	4.52	25
	Travée	52.35	0.050	0.974	SSA	5.72	4HA14	6.15	25
y-y	Appuis	29.35	0.028	0.986	SSA	3.16	4HA12	4.52	25
	travée	44.03	0.042	0.979	SSA	4.78	4HA14	6.15	25

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur , et les armatures en appuis le lit inferieur.

C) Vérification à l'ELU :

♦ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - \frac{4}{4,3}}{2} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_a^x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_a^y = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_t^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_t^y = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

♦ Vérification des espacement (BAEL91/A8.2,42) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur total de la dalle.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h, 25 \text{ cm}) \implies S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h, \text{cm}) \implies S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

B) vérification à l'ELS :

Les vérification seront faites suivant la petite portée , étant donnée que c'est la direction la plus sollicité

Moment isostatique :

$$M_x = 0,0428 \times 62,51 \times 4^2 = 42,80 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,841 \times 42,80 = 36 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

Moments aux appuis :

$$M_{a-x} = (0,5) M_x$$

$$M_{a-x} = 21,4 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{t-x} = (0,75) M_x$$

$$M_{t-x} = 32,1 \text{ KN.m}$$

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34,9}{21,4} = 1,63 \quad \text{et } \mu = 0,034 \rightarrow \alpha = 0,043$$

$$\alpha = 0,0 < \frac{1,63 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56$$

-En travée

$$\gamma = \frac{52,35}{32,2} = 1,62 \quad \text{et } \mu = 0,05 \rightarrow \alpha = 0,06$$

$$\alpha = 0,0,6 < \frac{1,62-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

IX-6 .Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

1. Sollicitation de calcul

- A l'ELU :**

$$q_u = 101,95 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = -\frac{101,95 \times 0,5^2}{2} = -12,74 \text{ KN.m}$$

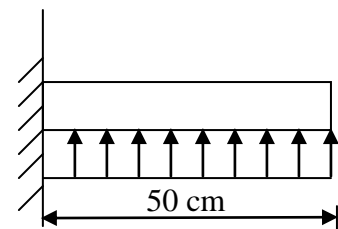


Schéma statique du débord

- A l'ELS :**

$$q_s = 69,02 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = -\frac{69,02 \times 0,5^2}{2} = -8,62 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12,74 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{12,74 \times 10^6}{0,994 \times 270 \times 348} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_u = 3 \text{ HA } 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 3 HA12 = 3,39 cm².

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.39 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4 .Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

5. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA 10/ml donc } A_r = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 25 \text{ cm.}$$

6. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.74}{8.62} = 1.47, \mu = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\alpha = 0.015 < \frac{1.47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.48$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

les armatures de la dalle sont supérieures aux armatures nécessaires au débord, Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord

XI.7. Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

La réaction du sol sont transmises aux nervures sous forme des charges triangulaires et trapézoïdales

Pour le calcul des efforts internes maximums, 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 effort tranchant (l_t) que le diagramme trapézoïdal .dans ce cas le calcul devient classique.

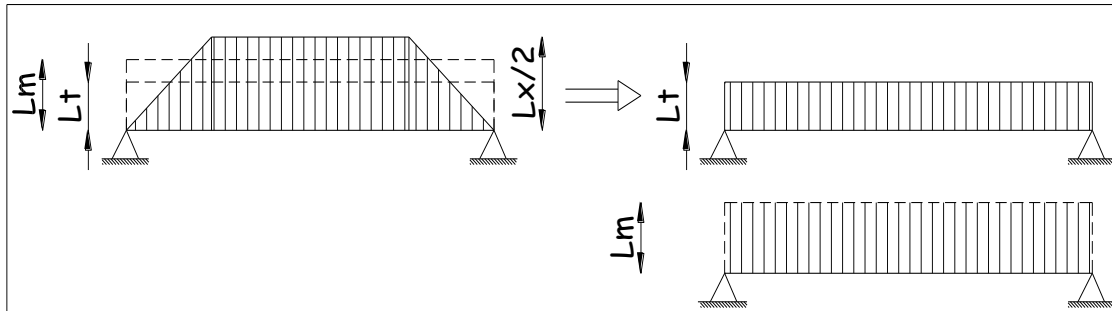


Fig. IX.2. Présentation des chargements simplifiés.

❖ **Cas de chargement trapézoïdal :**

- Effort tranchant : $l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x / 4)$.
- Moment fléchissant : $l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6)$.

❖ **Cas de chargement triangulaires :**

- Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$.
- Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$.

1- Calcul à L'ELU :

➤ **Sens longitudinal :**

❖ **Calcul de l_t et l_m des charges du panneau de gauche**

$$L_t = 4(0.5 - 0.93 / 4) = 1.07$$

$$L_m = 4(0.5 - 0.93^2 / 6) = 1.42$$

❖ **Calcul de l_t et l_m des charges du panneau de droite**

$$L_t = 4(0.5 - 0.93 / 4) = 1.07$$

$$L_m = 4(0.5 - 0.93^2 / 6) = 1.42$$

➤ **Calcul de la charge totale de la nervure par mètre linéaire :**

$$q_u^t = 101.95 \times (1.07 + 1.07) + 101.95 \times 0.5 = 269.14 \text{ KN / ml}$$

$$q_s^m = 101.95 \times (1.42 + 1.42) + 101.95 \times 0.5 = 340.45 \text{ KN / ml}$$

$$q_s^t = 69.02 \times (1.07 + 1.07) + 69.02 \times 0.5 = 182.21 \text{ KN / ml}$$

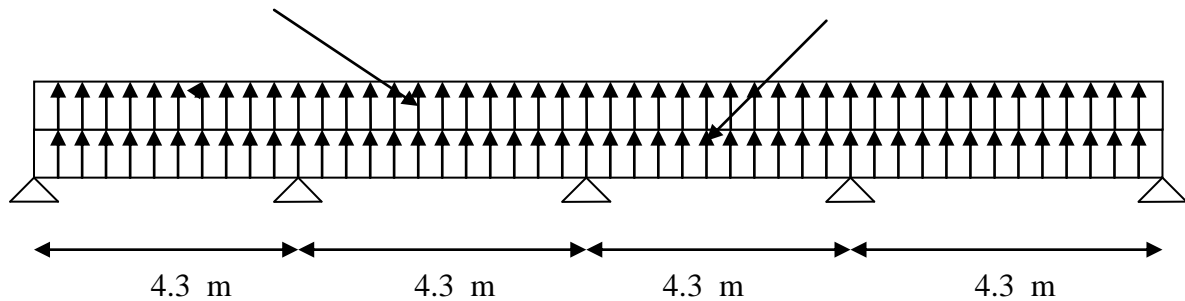
$$q_s^m = 69.02 \times (1.42 + 1.42) + 69.02 \times 0.5 = 230.52 \text{ KN / ml}$$

$$q_s^m = 69.02 \times (1.42 + 1.42) + 69.02 \times 0.5 = 230.52 \text{ KN / ml}$$

• **Schéma statique :**

$$q_s = 230,52 \text{ KN /ml}$$

$$q_u = 269,14 \text{ KN /ml}$$



2- Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode forfaitaire exposée au chapitre 3

(Calcul des plancher)

✓ **Tableau donnant les moments sur appuis (KN .m)**

Aux appuis	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5
ELU	186,61	311,02	248,81	311,02	186,61
ELS	159,83	266 ,39	213,11	266,39	159,83

En travée	M_{1-2}	M_{2-3}	M_{3-4}	M_{4-5}
ELU	391,89	360,79	360,79	391,89
ELS	172,42	187,97	187,97	172,42

✓ **Tableau donnant les efforts tranchants (ELU) (KN)**

travée	1-2	2-3	3-4	4-5
T1 (kN)	607,58	564,18	593 ,11	549,71
T2 (kN)	-549,72	-593,11	-564,18	-607,58

3-Ferraillage :

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 391,89 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 311,02 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad d = 87 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures longitudinal:**

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{311,02 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,057 \rightarrow \beta_u = 0,97$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{311,02 \times 10^3}{0,97 \times 87 \times 348} = 10,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 3HA14 + 3HA16 = 10,65 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{391,89 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta_u = 0,963$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{391,89 \times 10^3}{0,963 \times 87 \times 348} = 13,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 3HA20 + 3HA16 = 15,45 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 607,58 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{607,58 \times 10^3}{500 \times 870} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.39 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures transversales : (support du cours Béton Armé I TEC185).**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}) \cdot b \cdot S_t}{0,8 \cdot f_e}$$

Avec :

Cadre droits : $\sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

A_t : $4\phi 8 = 2,01 \text{ MPa}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 201}{500(1,39 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 16,92 \text{ cm.}$$

❖ **Condition complémentaire :**

$S_{t \min} = 7 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) \leq \min(78,3 ; 40 \text{ cm})$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{201 \times 400}{500 \times 169,2} = 0,95 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2).**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{900}{35} ; 14 ; \frac{500}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la nervure

$$\phi_t \leq \min\{25,71 ; 14 ; 50\} = 14 \text{ mm}$$

$$n = \frac{L}{2} = 2 \text{ on prend } n = 2$$

Dans la série de Caquot $S_t = 16 \text{ cm}$

▪ **Vérification à l'ELS :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{311,89}{266,39} = 1,17$$

$$\alpha = 0,07 < \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{391,89}{172,42} = 2,27$$

$$\alpha = 0,09 < \frac{2,27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,88 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

Conclusion

Générale

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ROBOT que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons, par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

bibliographie

Règlements :

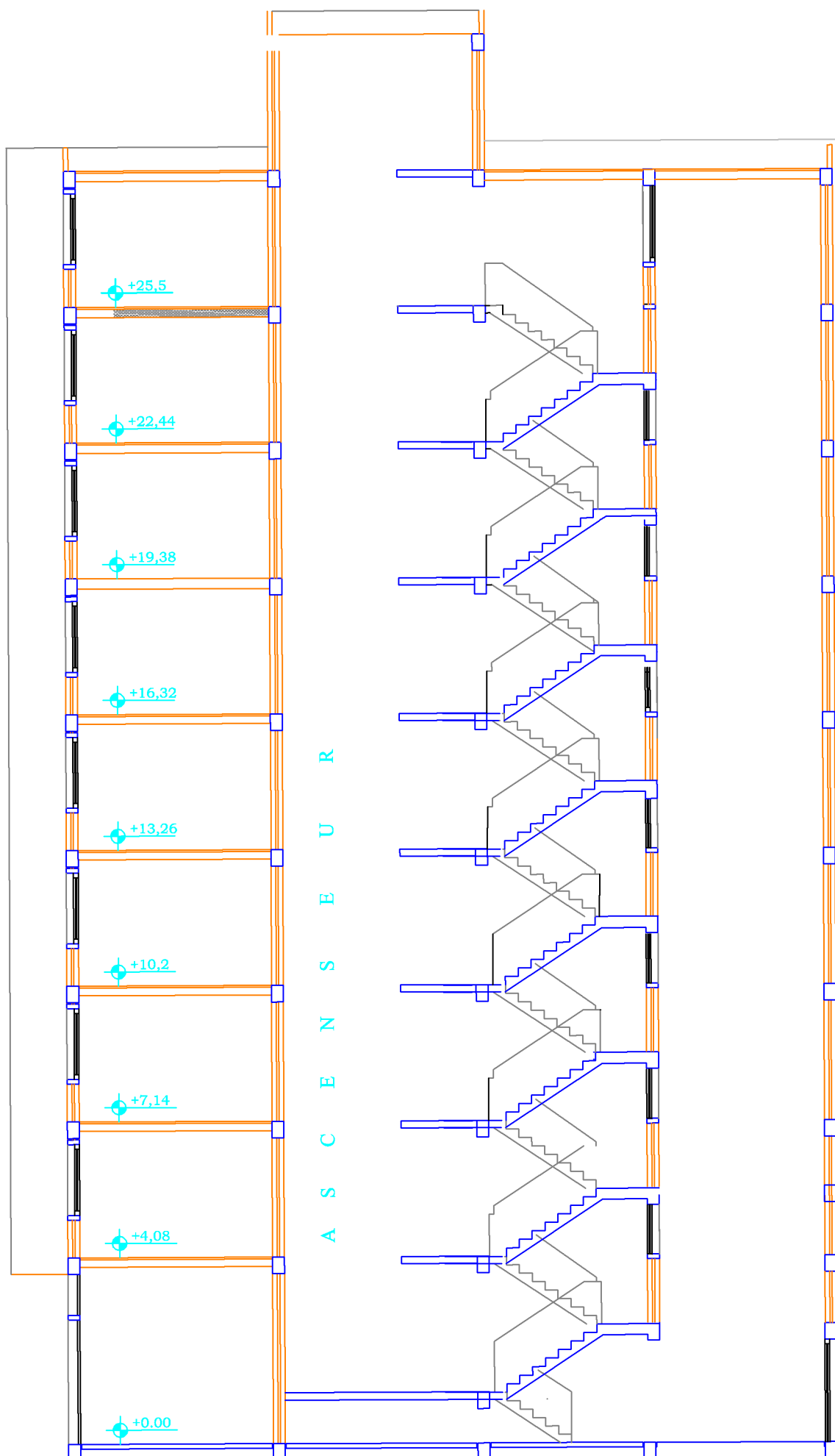
BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

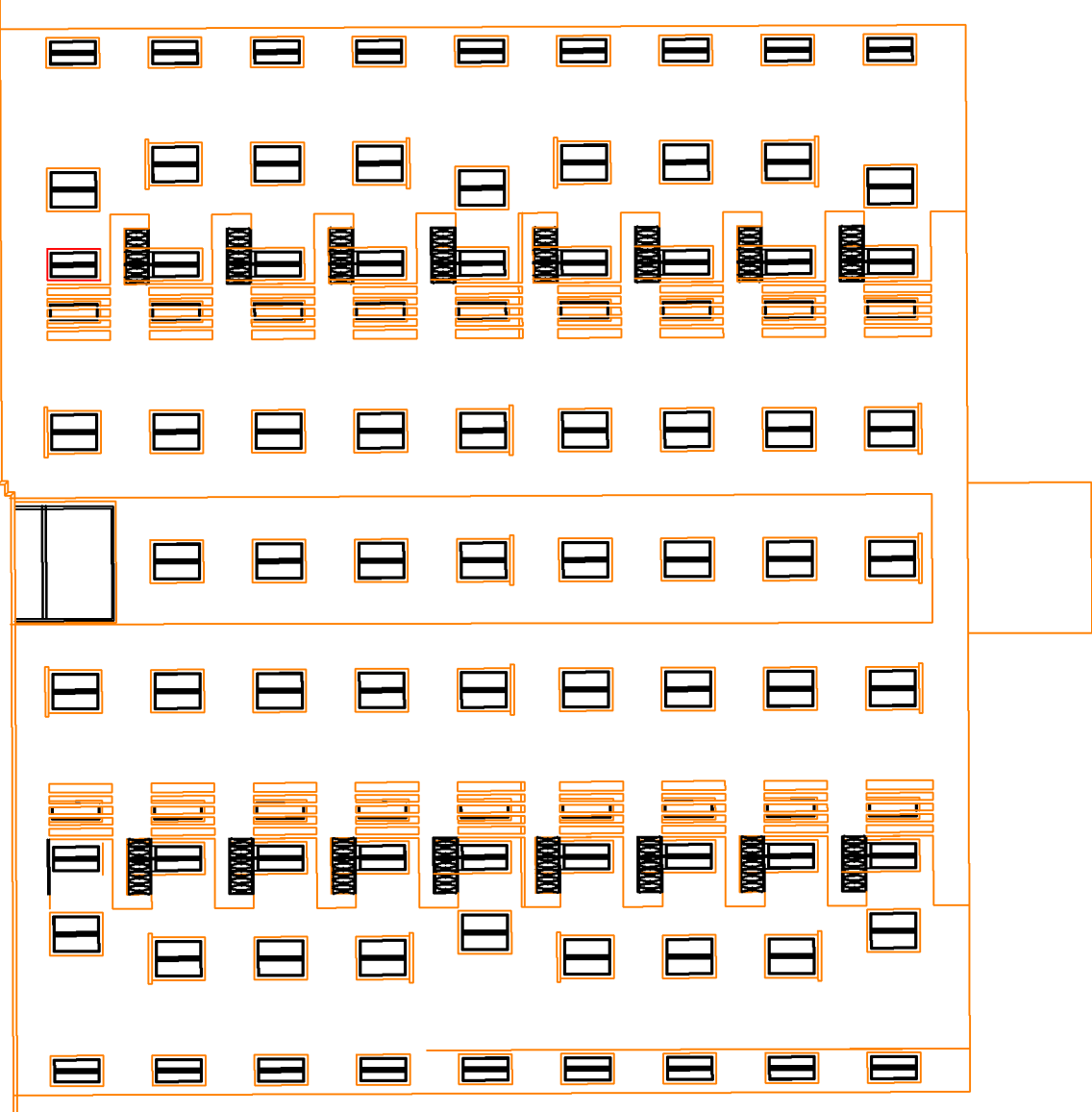
RPA 99 modifié 2003(règles parasismiques algériennes).

DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

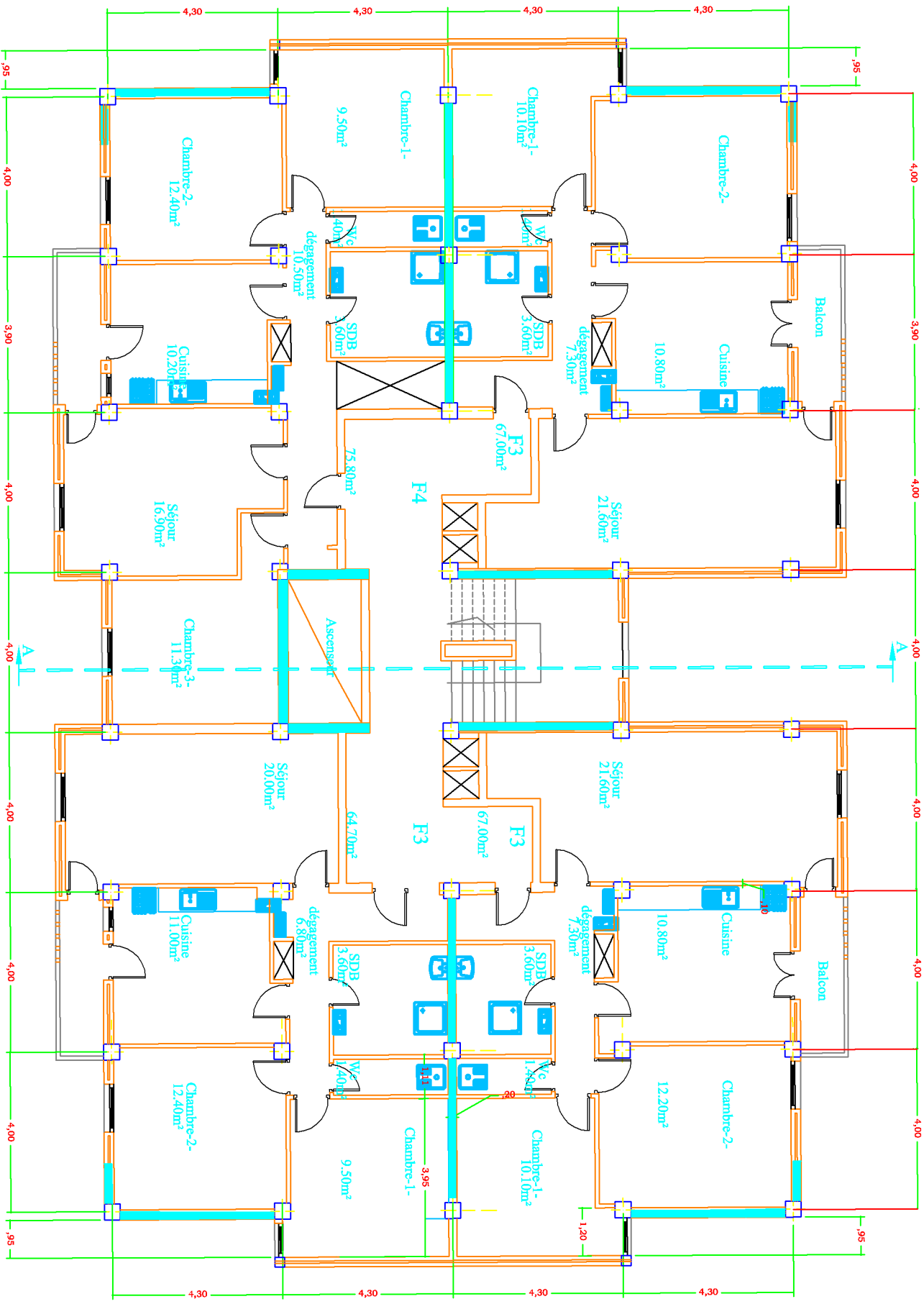
Ouvrages :

- [1] Construire parasismique.....Milan Zacek
- [2] Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
- [3] Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- [4] Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
- [6] Cours de béton armé.....Bokais Said
- [7] Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- [8] Cours en béton armé BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment).
Jean pierre Mougin - Edition Eyrolles (Paris 1992).
- [9] Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

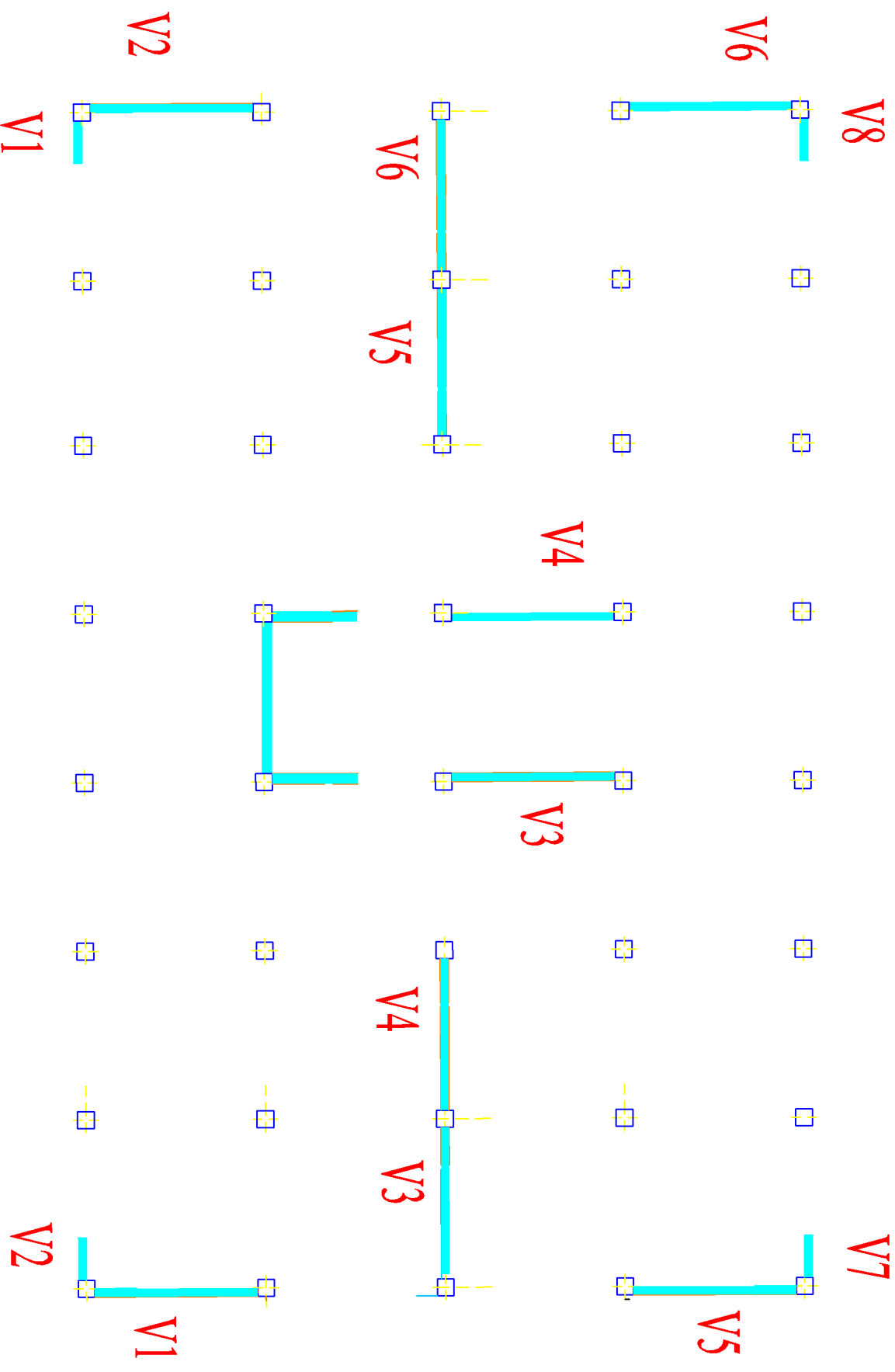




FACADE PRINCIPALE



PLAN DETACHE COURANT



DISPOSITION DES VOILES

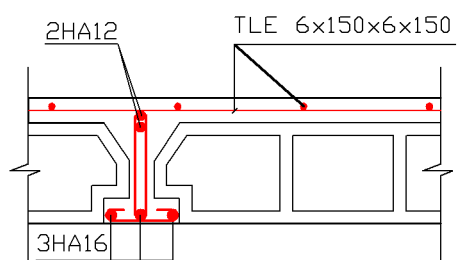
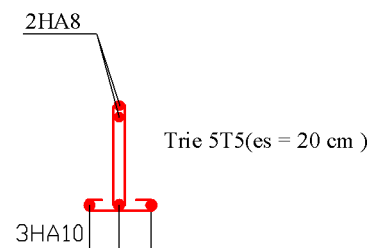


Schéma de ferrailage de plancher d'étage



Plan de ferrailage de la poutelle

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

TITRE :

Melle Mocer dehbia

Melle Madi djaouida

Ferrailage de plancher d'étage

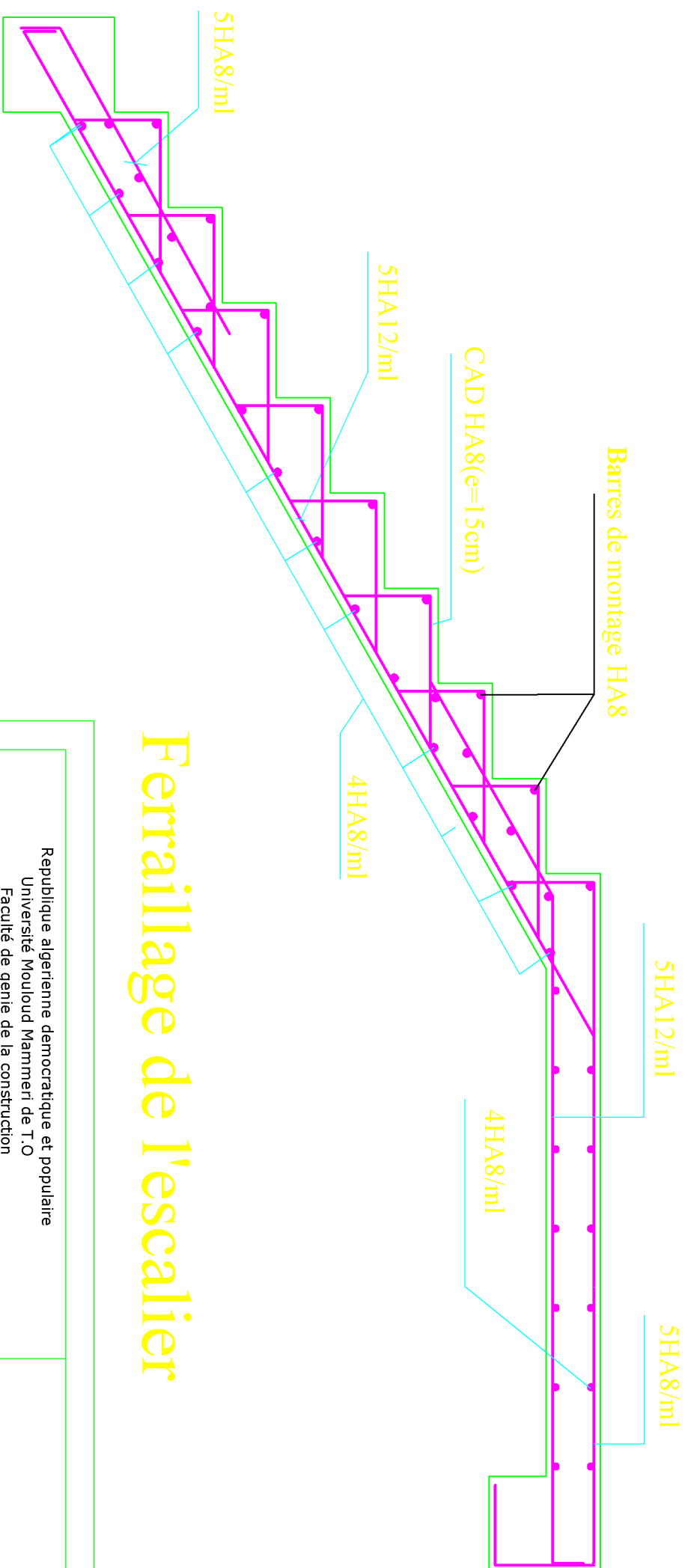
DIRIGE PAR :

Mr: Boukais Said

PROMOTION 2012/2013

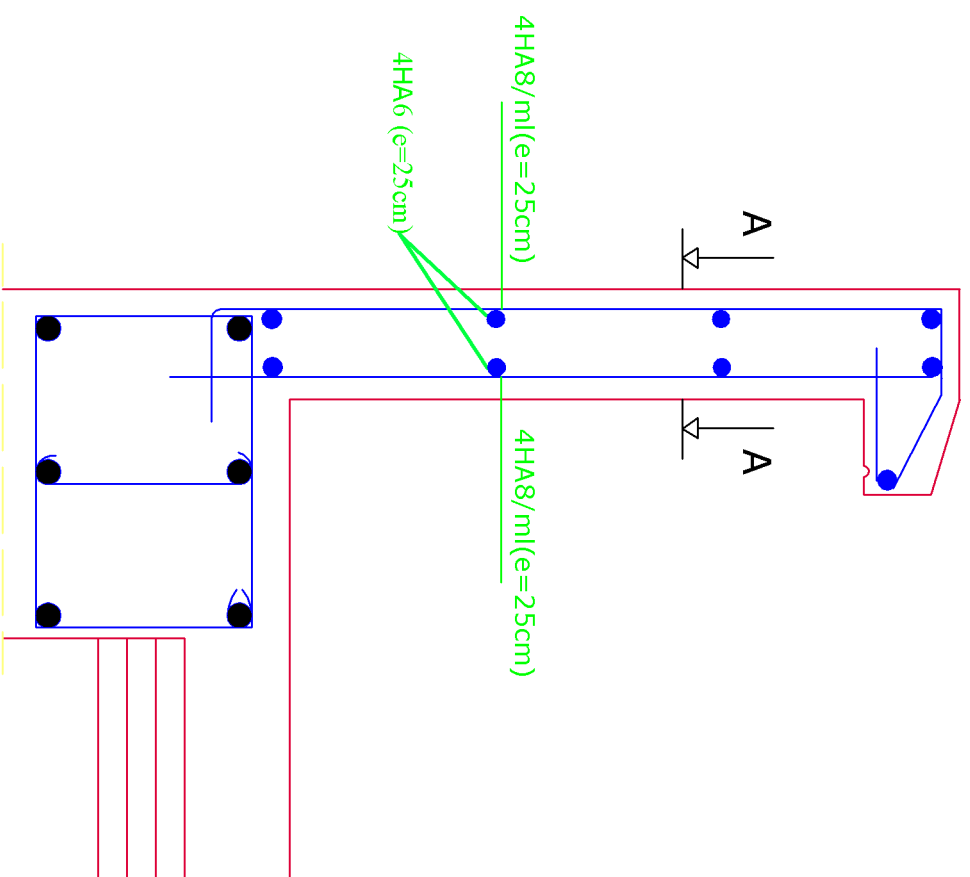
PLANCHE N°

ECHELLE

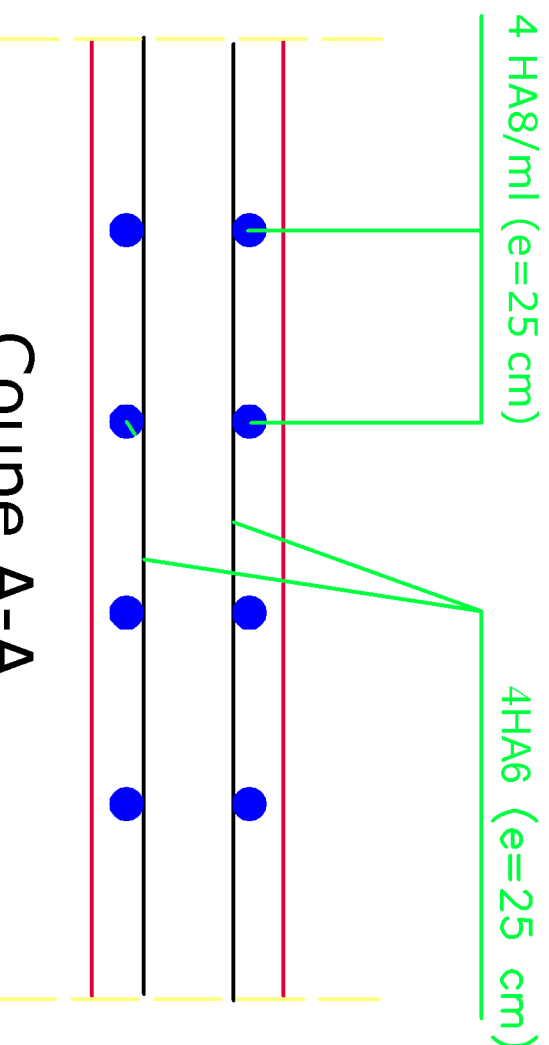


Ferrailage de l'escalier

Republique algerienne democratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de genie de la construction Departement de genie civil		
Etudie par	Melle MOUCER DAHBIA Melle MADI DJAOUIA	
Dirigé par	Mr BOUKAIS	2013

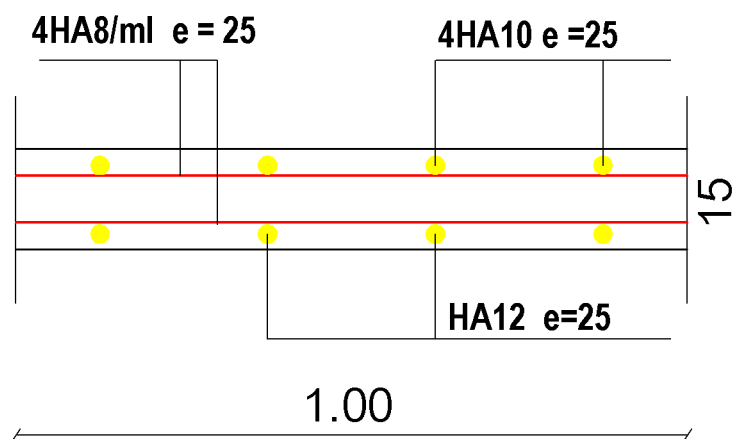
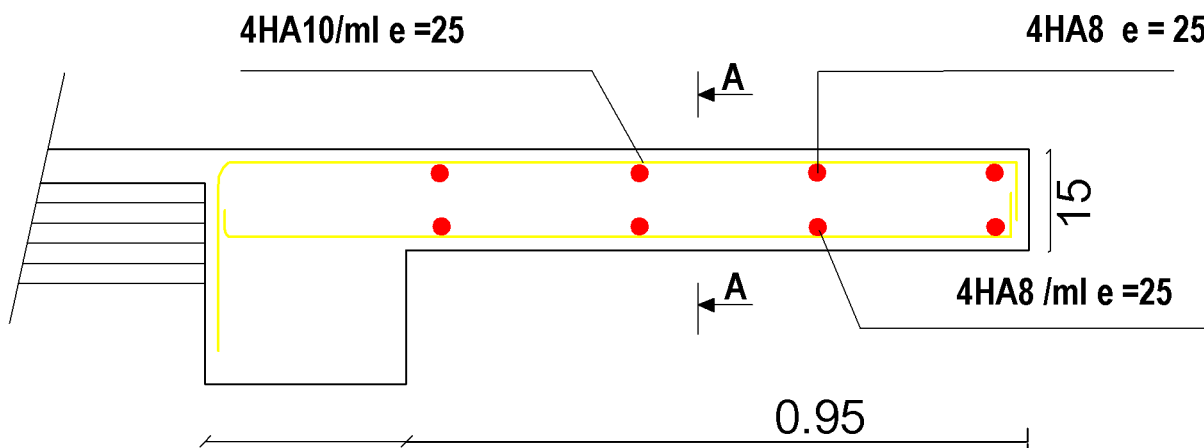


Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudie par	Mme MOUCER DAHBIA Mme MADI DJAOUIDA	
Dirigé par	Mr BOUKAIS	2013



COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle Madi djaouida
Melle Moucer dekhia

DIRIGE PAR :

Mr Boukais said

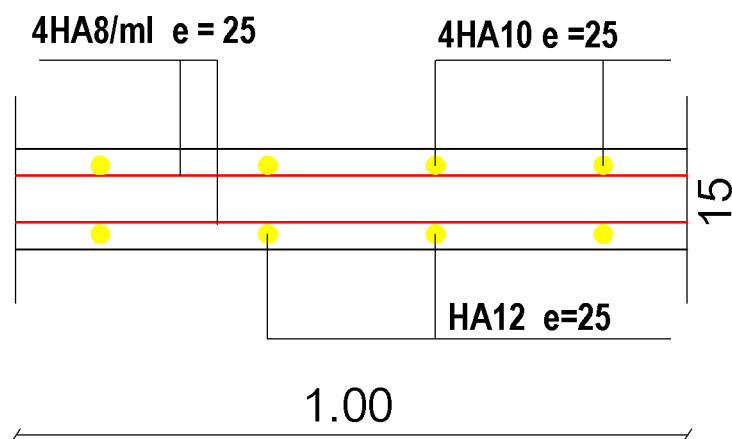
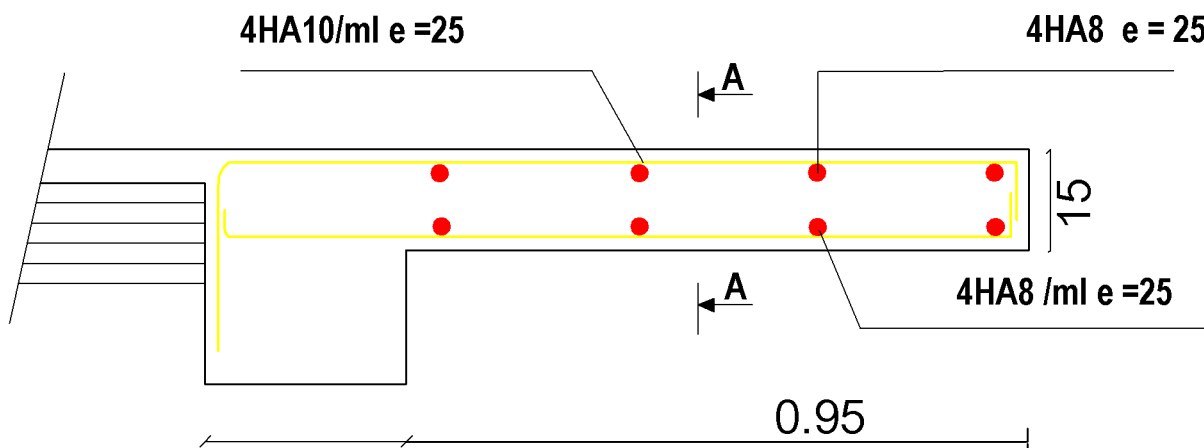
TITRE :

Ferraillage dU PORTE 0 FAUX

PROMOTION 2012/2013

PLANCHE N°

ECHELLE



COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle Madi djaouida
Melle Moucer dekhia

DIRIGE PAR :

Mr Boukais said

TITRE :

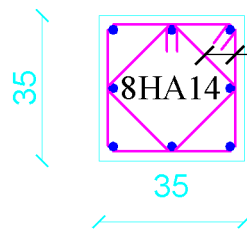
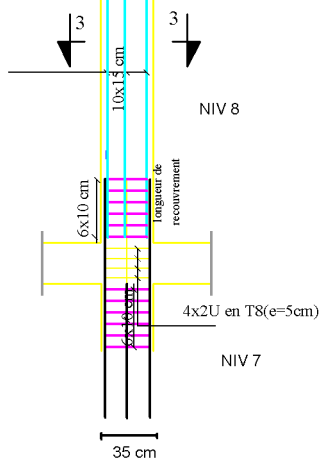
Ferraillage dU PORTE 0 FAUX

PROMOTION 2012/2013

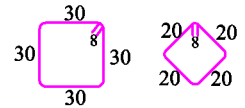
PLANCHE N°

ECHELLE

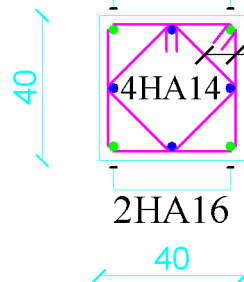
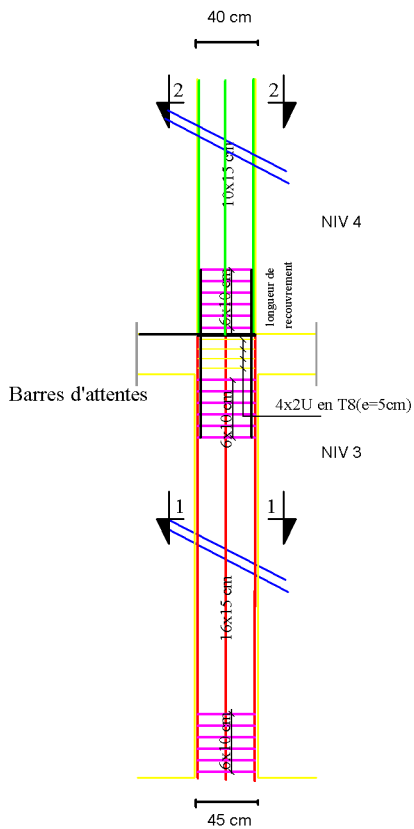
Coupe 3-3



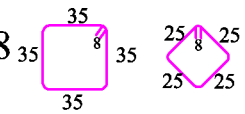
2cadres en HA8



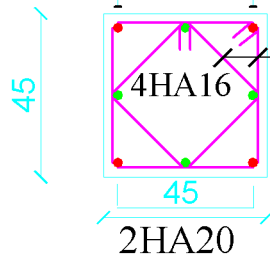
Coupe 2-2



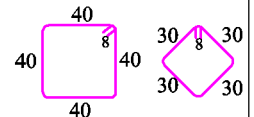
2cadres en HA8



Coupe 1-1



2cadres en HA8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Melle MOUCER Dahbia
Melle MADI Djaouida

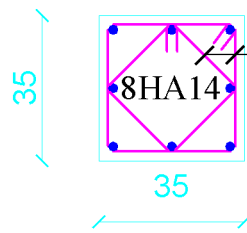
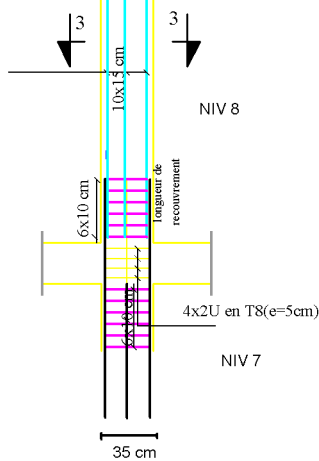
DIRIGE PAR :

MR BOUKAIS

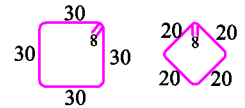
TITRE :

Ferrailage des poteaux

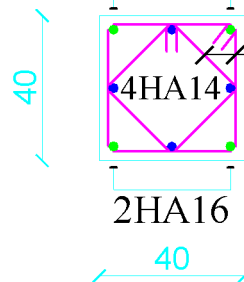
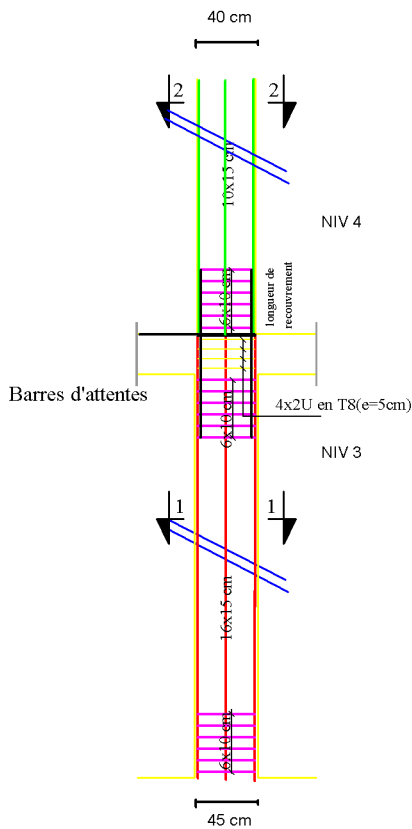
Coupe 3-3



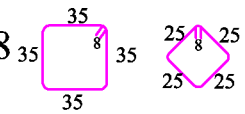
2cadres en HA8



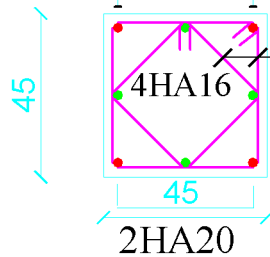
Coupe 2-2



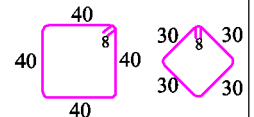
2cadres en HA8



Coupe 1-1



2cadres en HA8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Melle MOUCER Dahbia
Melle MADI Djaouida

DIRIGE PAR :

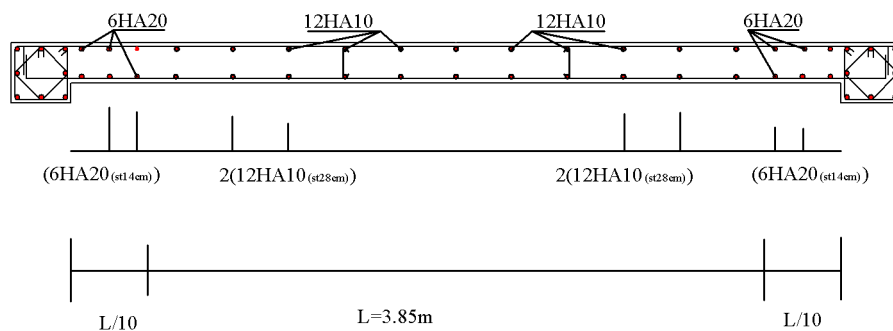
MR BOUKAIS

TITRE :

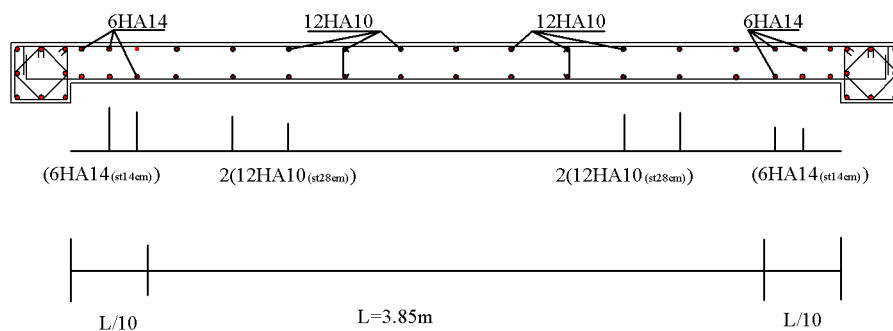
Ferrailage des poteaux

VOILES TRANSVERSAUX

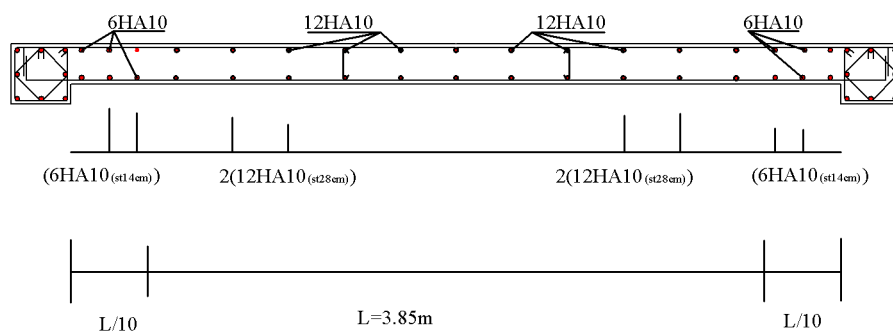
ZONE I (V1)



ZONE II



ZONE III



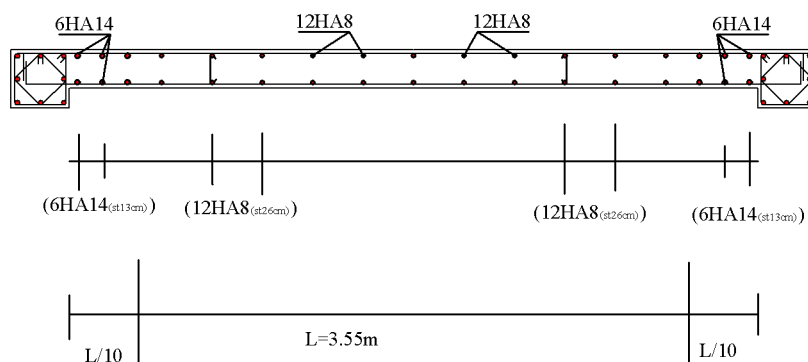
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferrailage des voiles transversaux

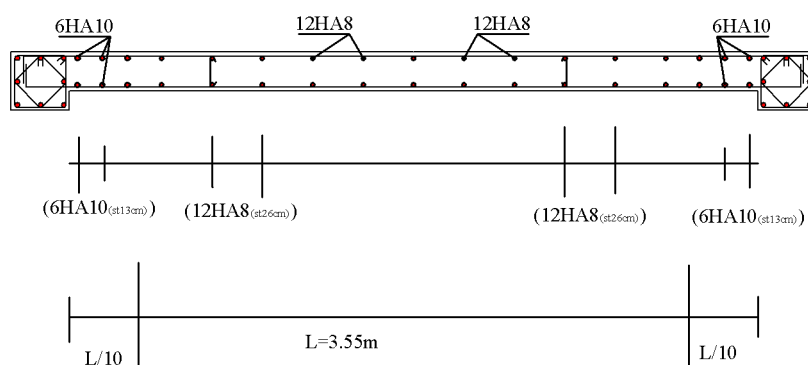
Proposé par :	E.T.P.B	2013
Dessiné par :	Melle Mocer dahbia Melle Madi djaouida	Plan 1/1
Dirigé par :	Mr Bokais Said.	Echelle :

voiles longitudinaux

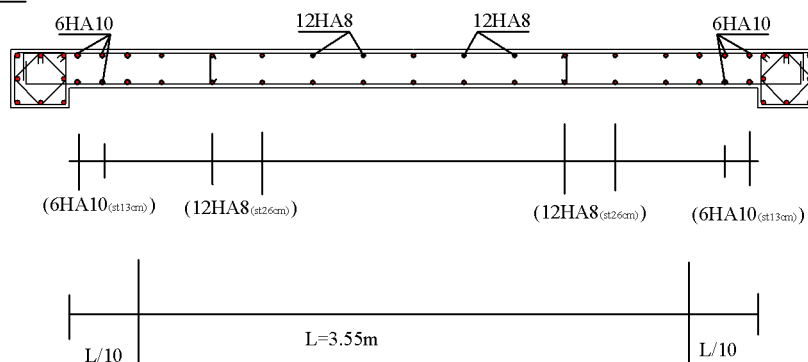
ZONE I (V3)



ZONE II



ZONE III

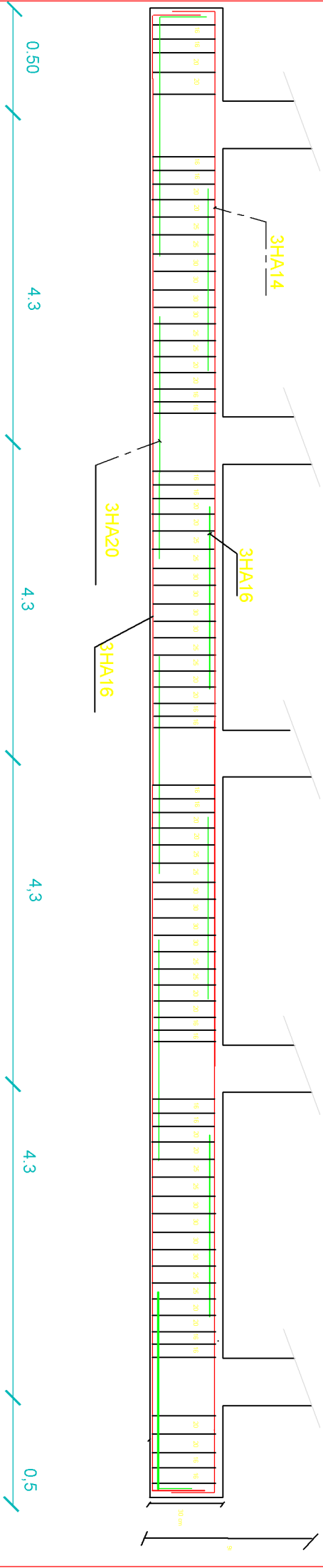


Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferrailage des voiles longitudinaux

Proposé par :	E.T.P.B	2013
Dessiné par :	Melle Mocer dahbia Melle Madi djaouida	Plan 1/1
Dirigé par :	Mr Bokais Said.	Echelle :

FERRAILLAGE DE LA NERVURE DIM (50 X 90) sens longitudinale



Republique algerienne democratique et populaire		
Université Mouloud Mammeri de T.O		
Faculté de genie de la construction		
Departement de genie civil		
	Mlle MOUCER Dahnbia	
	Mlle MADI Djaouida	
Dirigé par	MR:BOUKAIS	