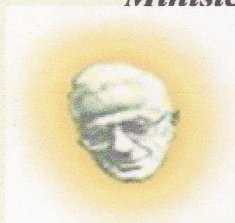


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de MASTER
professionnel en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.*

thème

*Étude d'un bâtiment (R+8+s sol) à usage
d'habitation et commerciale avec application du
logiciel ROBOT 2010*



Etudié par :

M^{elle} FERHAT fazia

M^{elle} MOKDES louiza

Dirigé par :

M^r MERAKEB

Année 2011/2012

Remerciements

***Nous remercions au premier lieu,
nos chers parents de nous avoir
aider pour arriver au terme de ce
travail qui est le fruit de plusieurs
années d'études.***

***Nous remercions aussi notre
promoteur***

Mr merakeb

***Nous remercions tous les enseignants
qui ont contribué à notre formation
ainsi tous ceux***

***qui, de près ou de loin, ont participé
à la réalisation de ce travail.***

***Nous remercions également les
membres de jury***

***qui nous ferons l'honneur
de juger notre travail.***

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes chers parents.
- Mes frères.
- Mes sœurs et leurs familles.
- Mes neveux et nièces
- Toute la famille FERHAT.
- Tous mes amis.
- Mon binôme louiza et sa famille.
- Toute la promotion 2011/2012.

Ferhat Fazia

sommaire

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	11
Chapitre III : Calcul des éléments.....	25
➤ III-1- L'acrotère.....	26
➤ III-2- Les planchers.....	33
➤ III-3- Les balcons.....	49
➤ III-4- Les escaliers.....	83
➤ III-5- La poutre palière.....	90
➤ III-6- La salle machine.....	100
Chapitre IV : Présentation du logiciel.....	105
Chapitre V : Fichier données.....	118
Chapitre VI : Fichier résultat.....	127
Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....	155
Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux.....	173
Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....	193
Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....	215

Conclusion

Bibliographie



Introduction

La construction en zone sismique réclame généralement un effort supplémentaire en termes de conception et de qualité de construction, par rapport à la situation non sismique, en raison de caractère dynamique assez violent de l'action sismique et de l'imprécision sur la connaissance de cette action susceptible de s'appliquer à l'occasion d'un événement futur.

Les normes parasismiques (RPA) visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous avons commencé par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment l'acier et le béton.

Nous intéresserons par la suite au calcul de quelques éléments spécifique non-structuraux (l'acrotère, les balcons, escalier, ...etc.) après avoir défini leurs (sections, les charges et les surcharges).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ROBOT qui s'avère un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures, c'est pour cette raison qu'un chapitre entier lui a été consacré.

Après avoir suivi les étapes de modélisation, nous viserons dans le chapitre six l'exploitation des résultats qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des déférentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution afin de donner une signification aux résultats trouvés.

Quant au dernier chapitre nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, ce qui exige sa bonne conception et réalisation.

Au final nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises.

Introduction

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA99 (ADDANDA2003)** et les règlements du béton aux états limites **CBA93**.

I-1) Présentation et description de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'une tour R+7 à usage multiple constitué de :un sous sol +rez-de-chaussée (RDC) et étage de service à usage commercial.

Du 1^{er} au 7^{ème} étage à usage d'habitation.

Ce bâtiment sera implanté à la wilaya de **BOUMERDES** qui est selon le RPA99 modifié en 2003, une zone sismique (zone III)

I -2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La longueur	$L = 25,60 \text{ m}$
La largeur	$l = 21,50 \text{ m}$
La hauteur du rez-de-chaussée	$h_r = 3,89 \text{ m}$
La hauteur d'étage de service	$h_s = 3,06 \text{ m}$
La hauteur d'étage courant	$h_e = 3,06 \text{ m}$
La hauteur de sous sol	$h_{s-s} = 3,10 \text{ m}$
La hauteur totale	$h_t = 31,47 \text{ m}$.

I-3) Les éléments de l'ouvrage :

a- L'ossature :

L'immeuble est à ossature mixte.

Un système de portiques dans les deux sens formé par des poutres et poteaux, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.

Un système de contreventement a pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment qui se forme d'un ensemble de voiles en béton armé.

b- Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, associée à un système de poutres (principales, secondaires, poutrelles...etc.), destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol, dont les deux fonctions principales sont :

- une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges .
- une fonction d'isolation acoustique et thermique : qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

c- L'escalier :

C'est un ouvrage qui permet de se déplacer et relier entre les différents niveaux d'une construction. il y'a plusieurs types d'escaliers, mais dans notre projet, on s'intéresse seulement aux escaliers à marches droit. Ils comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasses coulés sur place en béton armé.

d- La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisé en voile coulé sur place.

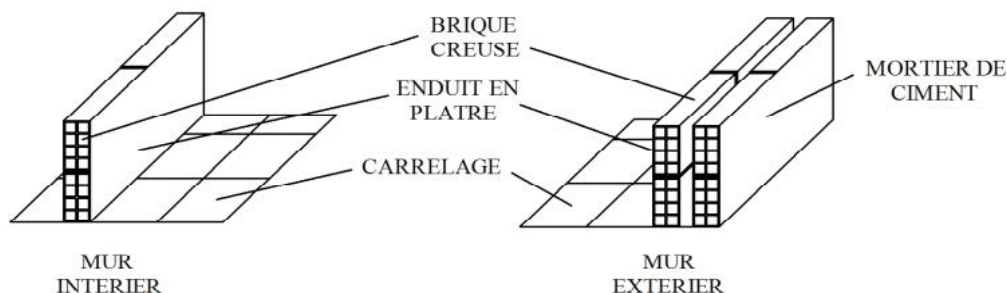
e- Les maçonneries :

Les murs de notre structure seront réalisés en maçonnerie rigide .

On distingue deux types de murs :

-Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et 5 cm pour la lame d'air qui assure l'isolation thermique.

-Les murs intérieurs ou murs de séparations sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



f- Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, faits en dalle pleine.

g- Les revêtements :

On utilise un mortier de ciment pour les murs de façades et la faïence pour les murs de cuisines et les salles d'eaux.

On utilise le plâtre et l'enduit pour les plafonds, les voiles et les murs intérieurs.

On utilise le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers

h- Les coffrages :

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et coffrage classique en bois pour les portiques.

i- La terrasse :

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

Dans notre cas, elle est constituée de corps creux .

I-4) Eléments composants l'infrastructure :

Les fondations sont des ouvrages en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol .

Soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général),

Soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

I-5) La réglementation :

Pour plus de précision dans nos calculs, on utilise :

❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) :

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de

granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre.

❖ Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

❖ technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I -6) Définition d'un état limite : (CBA 93 - chapitre A-4) :

On appelle un état limite, un état particulier, au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

On distingue :

▪ Etats limite ultime (ELU) :

Correspondant à la limite soit de :

- l'équilibre statique.
- la résistance de l'un des matériaux.
- la stabilité de forme.

▪ Etats limites de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Ils correspondent à :

- L'état limite d'ouverture des fissures.

- L'état limite de déformation

I-7) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage, la brique, qui doivent tous satisfaire la réglementation en vigueur

I-7-1) Le béton :

a- La résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

La valeur de la résistance caractéristique à la compression du béton est fixée à priori, compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge j est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré. On admet en première approximation que pour $j \leq 28$ jours, la résistance du béton est donnée par les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \quad (\text{CBA 93 - A.2.1.1.1}).$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

En cours de la réalisation, la résistance caractéristique à la compression du béton employé est vérifiée généralement par des essais (n essais) de compression axiale effectuée sur des éprouvettes normalisées ayant pour dimensions 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

b- La contrainte limite du béton à la compression à l'ELU :

Elle est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (BAEL 91/Art 4.3, 41)

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (ELU).

$\theta = 1$: La durée probable d'application de la combinaison est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: La durée est inférieure à 1 heure.

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole rectangle) comme le montre la figure ci-dessous :

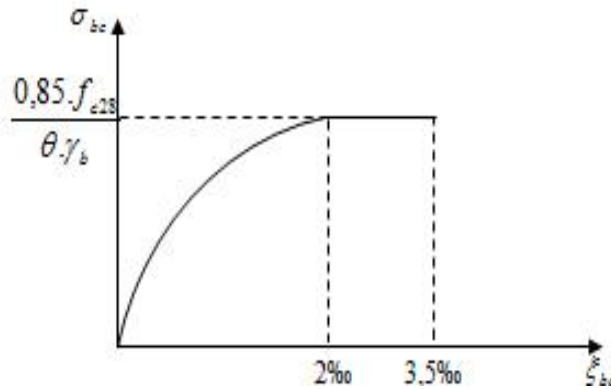


Figure I-1 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.

Le béton qu'on utilise dans la réalisation de notre ouvrage a donc pour contrainte limite à la compression à l'ELU, la valeur : $\bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$ inférieure à 60 MPa.

Dans le cas de notre béton, à 28 jours : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

c- La contrainte limite du béton à la compression à l'ELS:

Elle est donnée par la formule : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ (BAEL 91/Art 4.3, 52)

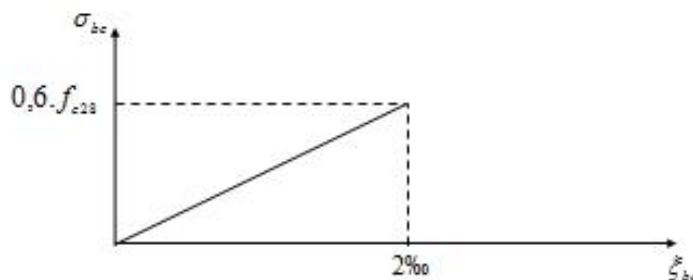


Figure I-2 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.

Pour notre béton, on aura donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

d- La résistance caractéristique à la traction :
(B.A.E.L 91 Art2-1-12)

Elle est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \dots\dots\dots (\text{CBA } 93 - \text{A.2.1, 12}) \quad \text{pour} \quad f_{cj} < 60 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} = 28 \text{ MPa}$$

e- *Modules de déformation du béton :*

❖ *Module de déformation longitudinale instantanée :*

$$E_{vj} = 11000.(f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL } 91/\text{Art A.2.1, 21})$$

$$j = 28 \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 3,216 \times 10^4 [\text{MPa}]$$

❖ *Module de déformation longitudinale différée :*

$$E_{vj} = 3700.(f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \quad \dots\dots\dots (\text{CBA } 93 - \text{A.2.1.2.2}).$$

$$j = 28 \quad \rightarrow \quad E_{vj} = 1,082 \times 10^4 [\text{MPa}]$$

❖ *Module de déformation transversal :*

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

η : Coefficient de poisson $\dots\dots\dots (\text{CBA } 93 - \text{A.2.1.3}).$

$\eta = 0$: à l'ELU (*béton fissuré*).

$\eta = 0,2$: à l'ELS (*béton non fissuré*).

f- *La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle) :*

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \dots\dots\dots (\text{BAEL } 91 / \text{Art A.5.1, 1}).$$

V_u : La valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

b, d : La largeur et hauteur utile de la section.

g- *Le dosage :*

Le laboratoire de contrôle est chargé de trouver la composition du béton qui atteint une résistance caractéristique de 25 MPa à l'âge de 28 jours.

I-7-2) Les aciers :

Nuances : Les aciers sont utilisés pour le béton armé, ils sont classés en trois catégories.

❖ *Ronds Lisses (RL) :*

Ce sont des barres lisses de nuances douce, mi dure (dureté naturelles) et elles sont de *deux nuances : FeE220 et FeE240.*

❖ *Barres haute adhérence :*

Elles sont de nuance FeE400 et FeE500, obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

❖ *Treillis soudé :*

Ce sont des grillages de fils tréfilés lisses à mailles rectangulaires de 60 à 300mm, assemblés par soudure électrique et ils sont de deux nuances : TL50 et TL52 .

Donc pour la réalisation de notre ouvrage, on aura besoin de trois types d'aciers illustrés dans le tableau suivant :

Types d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barres	Rond lisse FeE 24	RL	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute Adhérence Fe E 40	HA	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\emptyset < 6$)	TS	550	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-1 : Les caractéristiques des aciers employés.

- Le module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL } 91 / \text{Art } \mathcal{A}.2.2, 1)$$

- Les contraintes limites de l'acier :

- ❖ A l'état limite ultime (ELU) :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (\text{BAEL}91)$$

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Pour les situations durables.

$\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Pour les situations accidentelle.

- ❖ A l'état limite de service (ELS) :

Pour les vérifications des contraintes à l'état limite d'ouverture des fissures, on distingue trois cas :

Fissuration peu nuisible : il n'y a aucune vérification à effectuer.

Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \dots \dots (\text{BAEL}91 / \text{Art } \mathcal{A}.4.5, 34)$$

Fissuration très préjudiciable : les éléments supposés être exposés aux milieux agressifs.

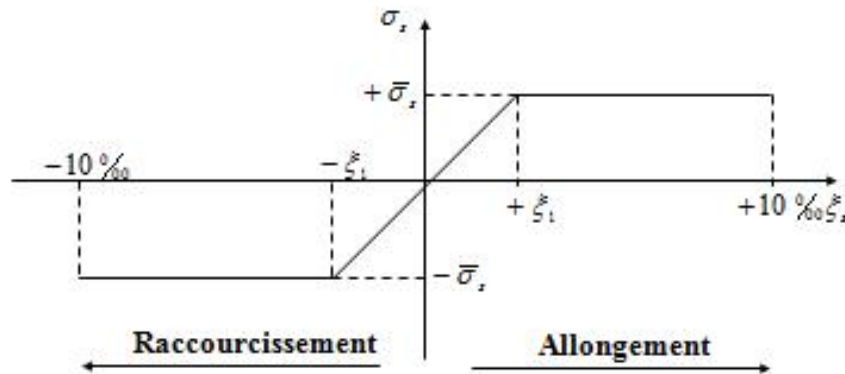
$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{\eta}{3} \cdot f_e ; (90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ti}}) \right] \dots \dots \dots (\text{BAEL}91 / \text{Art } \mathcal{A}.4.5, 34)$$

η : Coefficient de fissuration dont les valeurs sont définies dans le tableau I-1 :

$\eta = 1$: Pour les aciers doux (RL).

$\eta = 1,6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA).

$\eta = 1,3$: Pour les treilles soudés (T.S).



Figures I-3 : Diagramme de contraintes-déformations des aciers.

(CBA 93 - A.2.2.2).

I-7-3) Protection des armatures : [Art A.7.2.4 /BAEL91 modifiée 99] :

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

- $C \geq 5$ cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm.....pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux et canalisation).
- $C \geq 2$ cm.....pour les éléments situés dans les locaux non couverts soumis à la condensation
- $C \geq 1$ cm..... pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure Poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente de charge afin déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tout les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

II-1- Pré-dimensionnement des éléments :**1) Plancher :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4,30 - 0,40 = 3,90\text{m}$

L :portée maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Ce qui nous donne :

$h_{tp} \geq 390/22,5 = 17,33(\text{cm})$ on opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire $h_{tp} = 20(\text{cm})$

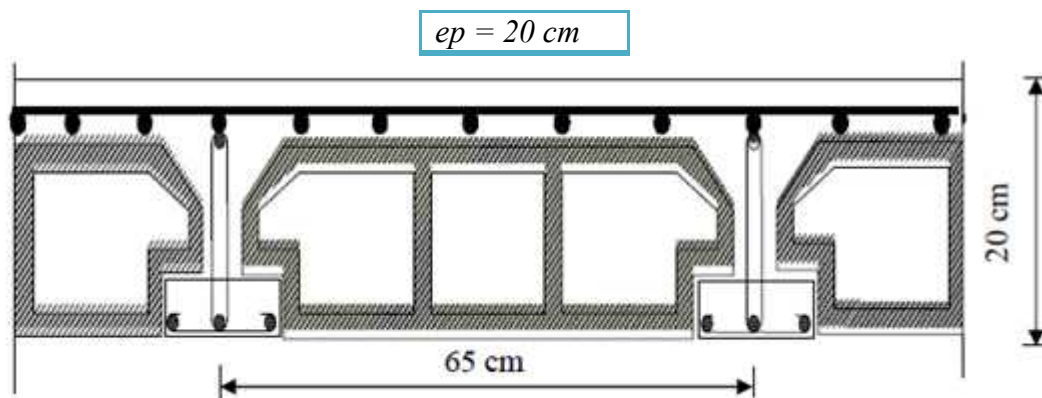


Figure II.1.coupe d'un plancher à corps creux

2) Les poutres :

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

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

A) Poutres principales :

❖ La hauteur h_t : la hauteur h_t est donnée par :

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

Avec : L_{max} : longueur libre de la poutre.

h_t : hauteur totale de la poutre.

$$L_{max} = 430 - 40 = 390 \text{ cm}$$

$$390/15 \leq h_t \leq 390/10 \quad \Rightarrow \quad 26,00 \leq h_t \leq 39,00 \text{ cm}$$

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

❖ La largeur b :

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

$$14 \leq b \leq 24,5$$

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

➤ Vérifications relatives aux exigences du RPA :

(Art 7.5 .1du RPA99) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ *condition Vérifiée.*

- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ *condition Vérifiée.*

- $h_t / b \leq 4$ $35/30 = 1,67 \leq 4$ *condition Vérifiée.*

B) Poutres secondaires :

❖ La hauteur h_t :

$$L_{max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$$

Avec : L_{max} : longueur libre des poutres.

ht : hauteur totale de la poutre ;

$$360/15 \leq ht \leq 360/10 \Rightarrow 24,00 \leq ht \leq 36,00 \text{ cm}$$

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

❖ La largeur b :

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

$$0,4 (35) \leq b \leq 0,7 (35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm}$$

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

➤ Vérifications relatives aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ *condition Vérifiée.*
- $ht \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ *condition Vérifiée.*
- $ht / b \leq 4$ $35 / 30 = 1,67 \leq 4$ *condition Vérifiée.*

Conclusion :

Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : $ht = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $ht = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

3) Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \leq N / \sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II-2- Déterminations des charges et surcharges :

a) Charges permanentes « G » :

○ **Plancher terrasse accessible :**

La terrasse est conçue accessible, donc on ne prend en considération que les charges dues aux éléments d'étanchéité.

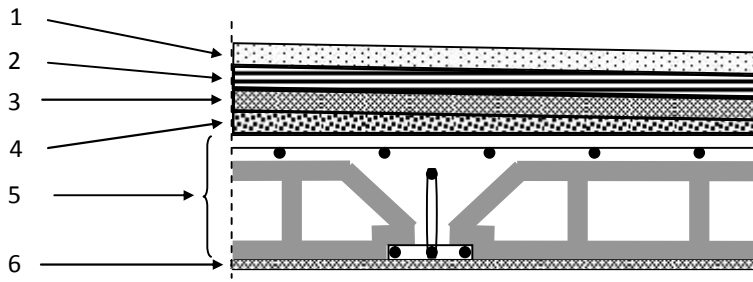


Figure II-2 : Coupe verticale dans le plancher terrasse inaccessible.

N°	Composition.	Epaisseur (cm)	G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	5	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	0,12
3	Béton en forme de pente	8	1,10
4	Isolant thermique	4	0,16
5	Plancher en corps creux	20	2,80
6	Enduit en plâtre	2	0,20

$$G_{terrasse} = 5.23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

○ **Plancher d'étage courant :**

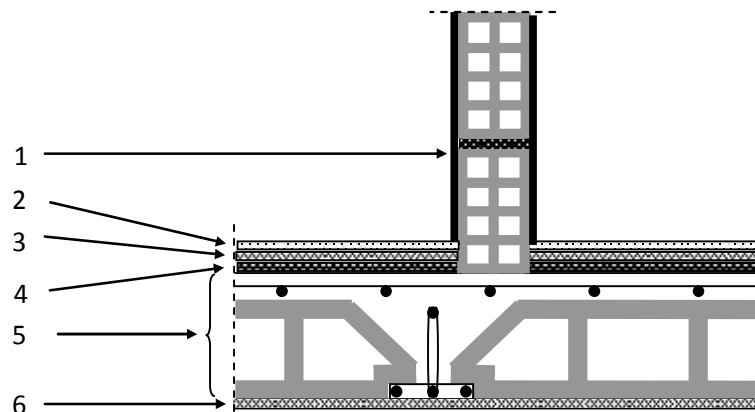


Figure II-3 Coupe verticale d'un plancher courant.

N°	Composition.	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse y compris l'enduit en plâtre.	10	-	0,9
2	Revêtement en carrelage.	2	-	0,44
3	Mortier de pose.	2	22	0,44
4	Couche de sable.	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux.	20	-	2,80
6	Enduit en plâtre.	2	10	0,20
				5,32 KN/m²

○ *Les balcons :*

Dans notre cas, les balcons sont réalisés en dalle pleine.

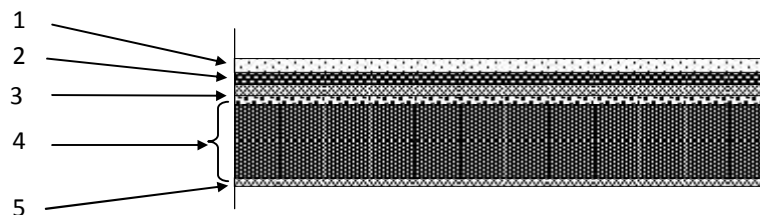


Figure II-4 : Coupe verticale de la dalle pleine (balcon).

N°	Composition.	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage.	2	-	0,44
2	Mortier de pose.	2	22	0,44
3	Couche de sable.	2	18	0,54
4	Dalle plain en béton armé.	15	25	3,75
5	Enduit sous plafond	2	10	0,20
				$G_{DP} = 5,37 \text{ KN/m}^2$

○ *Les maçonneries :*

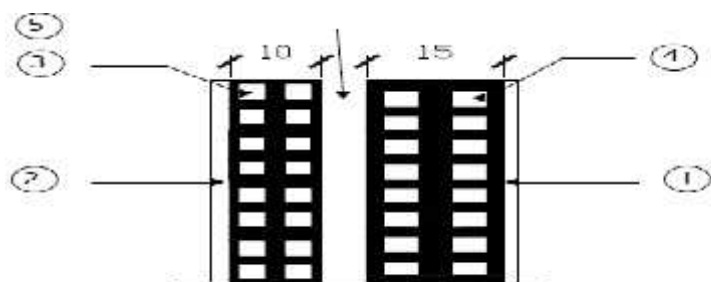
❖ Murs extérieurs :

Figure II-5 : Coupe verticale dans un mur extérieur.

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment.	1,5	18	0,27
2	Cloison en brique creuse.	15	-	1,35
3	Lame d'aire.	5	-	-
4	Cloison en brique creuse.	10	18	0,9
5	Enduit en plâtre.	2	-	0,20

$$G_{mur.ext} = 2,72 \text{ KN/m}^2$$

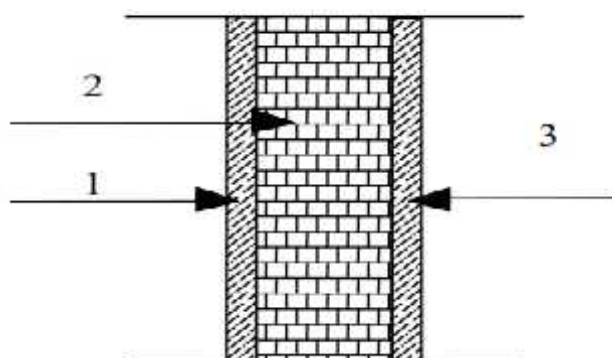
❖ Le mur intérieur :

Figure II-6 : Coupe verticale dans un mur intérieur.

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre.	2	10	0,20
2	Cloison en brique creuse.	10	-	0,9
3	Enduit en plâtre.	2	10	0,20

$$G_{mur.int} = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

○ *L'acrotère :*

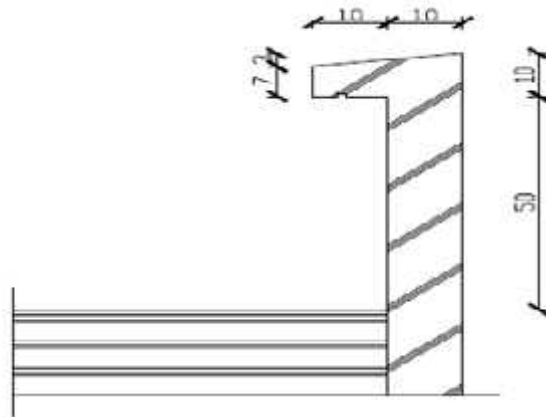


Figure II-7 : schéma descriptif de l'acrotère .

On a $ht=60$ cm

a) *La charge permanente G :*

$$G = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G_{acrotère} = 1,675 \text{ KN/ml}$$

b) *Les surcharge d'exploitation:*

N°	Espace.	Surcharge d'exploitation
1	L'acrotère	$Q_{acrotère} = 1,00 \text{ KN/m}^2$
2	Plancher terrasse	$Q_{terrasse} = 1,00 \text{ KN/m}^2$
3	Plancher étage courant (usage d'habitation)	$Q_{courant} = 1,50 \text{ KN/m}^2$
4	Plancher du RDC	$Q_{RDC} = 2,50 \text{ KN/m}^2$
5	L'escalier	$Q_{escal.} = 2,50 \text{ KN/m}^2$
6	Balcon	$Q_{balcon} = 3,50 \text{ KN/m}^2$

II-3 : Descente de charge : (Art 6.3 DTR BC 2.2) :

Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

II-3-1 Charges et surcharges revenant au poteau C2 :**a) Surface d'influence :**

$$S = (1,80 \times 1,80) \times 2 + (1,95 \times 1,80) \times 2 = 14,60 \text{ m}^2$$

$$S = 13,50 \text{ m}^2$$

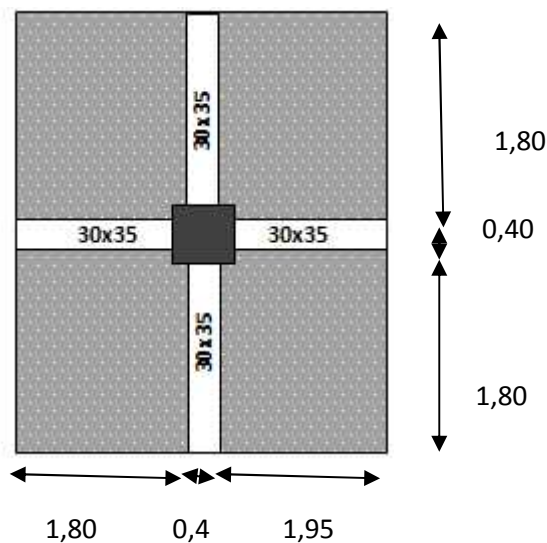


Figure II-8 : Evaluation de l'effort normal.

b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :❖ **Plancher terrasse :**

$$G = 6,29 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,32 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Plancher rez-de-chaussée :**

$$G = 5,32 \text{ KN/m}^2$$

c) Poids revenant à chaque plancher :

$$\checkmark \text{ Poids du plancher : } P = G \times S$$

$$\text{Plancher terrasse : } P = 6,28 \times 13,50 = 84,78 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage : } P = 5,32 \times 13,50 = 71,82 \text{ KN}$$

d) Poids revenant à chaque poutre :

✚ Poutres principales :

$$P = (1,95 \times 0,20 \times 0,35) \times 25 + (1,8 \times 0,2 \times 0,35) \times 25 = 6,475 \text{ KN}$$

✚ Poutres secondaires :

$$P = (1,80 \times 0,35 \times 0,20) \times 25 \times 2 = 6,32 \text{ KN}$$

D'où le poids total $P = 6,475 + 6,32 = 12,795$

Ce qui donne : **P = 12,795 KN**

e) Surcharges d'exploitation :

La surface d'influence $Q_s = (4,15 \times 4) - (0,4)^2 = 16,60 \text{ m}^2$

✚ plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times (4,15 \times 4) - (0,4)^2 = 16,44 \text{ KN}$

✚ plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1,50 \times 16,60 = 24,90 \text{ KN}$

✚ plancher de service $Q_8 = 2,5 \times 16,60 = 41,10$

✚ Plancher cave (S-SOL) $Q_9 = 2,5 \times 16,60 = 41,10$

II-4- Loi de dégression de charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers .

Le tableau suivant nous donne les valeurs des coefficients de dégression des surcharges tout en considérant que la numérotation des niveaux est effectuée à partir de la base, et le 10^{ème} niveau .

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,71	0,69	0,66

$$Q_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

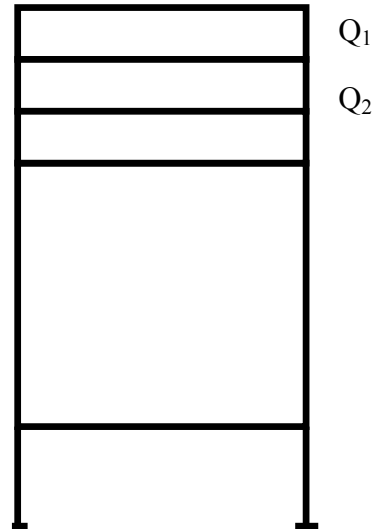
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$n = 5$$

Soit :



$$Q_0 = Q_0 = 1 \times 16,44 = 16,44 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 16,44 + 24,90 = 41,34 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 16,44 + 0,95(24,90 \times 2) = 63,75 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16,44 + 0,90 (24,90 \times 3) = 83,67 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16,44 + 0,85(24,90 \times 4) = 101,10 \text{ KN}$$

Pour $n \geq 5$, les coefficients sont obtenus par la formule suivante :

$$\frac{n+3}{2n} \text{ Avec : } n : \text{ Le nombre d'étage de haut vers le bas.}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,8 (Q_1 + \dots + Q_5) = 16,44 + 0,8 (24,90 \times 5) = 116,04 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 16,44 + 0,75 (24,90 \times 6) = 128,49 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 16,44 + 0,71 (24,90 \times 7) = 140,19 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + \dots + Q_8) = 16,44 + 0,69 (24,90 \times 7 + 2,5 \times 16,60) = 165,342 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0,66 (Q_1 + \dots + Q_9) = 16,44 + 0,66 (24,90 \times 7 + 2,5 \times 16,60 \times 2) = 186,26 \text{ K}$$

II-5- Tableau récapitulatif de la descente de charge :

NIV	charges permanentes KN					Charge d'exploitation KN		Efforts normaux KN	Section des poteaux cm ²	
	G Plancher	G poutre	G Poteau	G Total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S Trouvée	S Adoptée
7	84,92	12,86	00,00	97,78	97,78	24,90	24,90	122,68	81,78	/
6	71,82	12,86	12,24	96,92	194,70	24,90	49,80	244,50	163,00	35X35
5	71,82	12,86	12,24	96,92	291,62	24,90	74,70	366,32	244,21	35X35
4	71,82	12,86	12,24	96,92	388,54	24,90	99,60	488,14	325,43	35X35
3	71,82	12,86	12,24	96,92	485,46	24,90	124,50	609,96	406,64	35X35
2	71,82	12,86	12,24	96,92	582,38	24,90	149,40	731,78	487,85	35X35
1	71,82	12,86	12,24	96,92	679,30	24,90	174,30	853,60	569,10	35X35
EDS	71,82	12,86	12,24	96,92	776,22	41,10	215,40	991,62	661,10	40X40
RDC	71,82	12,86	15,56	100,08	876,30	24,90	240,30	1116,60	744,40	40X40
S-S	71,82	12,86	12,40	100,24	976,54	41,10	281,40	1257,94	838,63	45X45

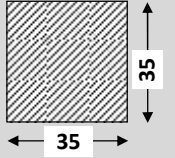
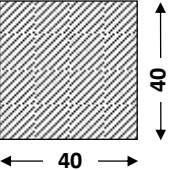
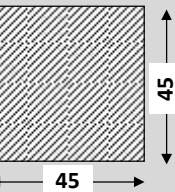
Tableau II-1 : Les sections minimales aux différents niveaux du poteau C2.

Remarque :

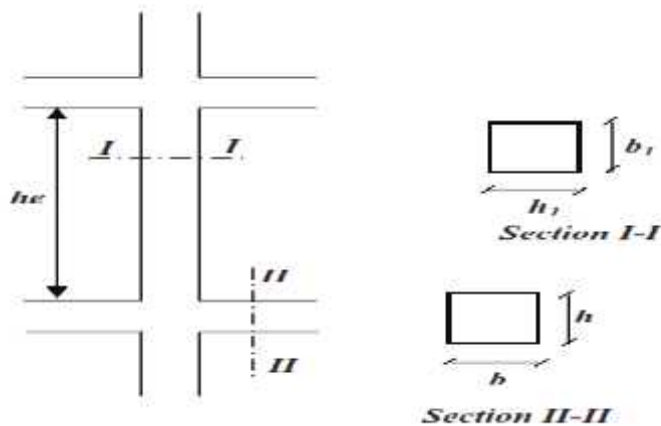
Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Donc Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux. Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le **tableau II-1**.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.

Etages	Section transversale	Géométrie de la section
1 ^{er} 7 ^{ème}	1225 cm ² .	
RDC et étage de Service	1600 cm ² .	
S-SOL	2025 cm ² .	

Dans notre cas, les faibles dimensions des poteaux sont : $b_1 = 35\text{cm}$; $h_1 = 35$



⇒ Vérifications relatives aux exigences du RPA :
 (Art 7.4.1 du RPA99) :

$\text{Min}(b ; h) = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

$\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20$

- Pour l'étage courant :

$\text{Min}(b ; h) = 35 > h_e / 20 = 306 / 20 = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

- Pour l'étage de service :

Min (b ; h) = 40 > $h_{e-s}/20 = 306/20 = 15,30$ cm *Condition vérifiée.*

- Pour le RDC :

Min (b ; h) = 40 > $h_r/20 = 389/20 = 19,45$ cm *Condition vérifiée.*

- Pour le sous sol :

Min (b ; h) = 45 > $h_{s-s}/20 = 310/20 = 15,5$ *Condition vérifiée.*

$1/4 < b/h < 4$ *Condition vérifiée.*

⇒ Vérification des poteaux au flambement :

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

❖ *Les conditions relatives au BAEL91 portant sur les vérifications au flambement :*

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement .

La vérification consiste à calculer l'élanement λ des poteaux qui doit satisfaire la condition

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

B: Section transversale du Poteau (B=h b)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

1- Poteaux du rez-de-chaussée :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} l_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 389}{40} = 23,58 \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Poteaux d'étages courants:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} l_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,20 \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3-Poteaux Sous sol :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 310}{45} = 16,70 \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4-Poteaux d'étage de service :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{45} = 16,50 \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Pas de risque de flambement.

II-7- pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 du RPA99) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 version 2003 leur pré dimensionnement se fera comme suite :

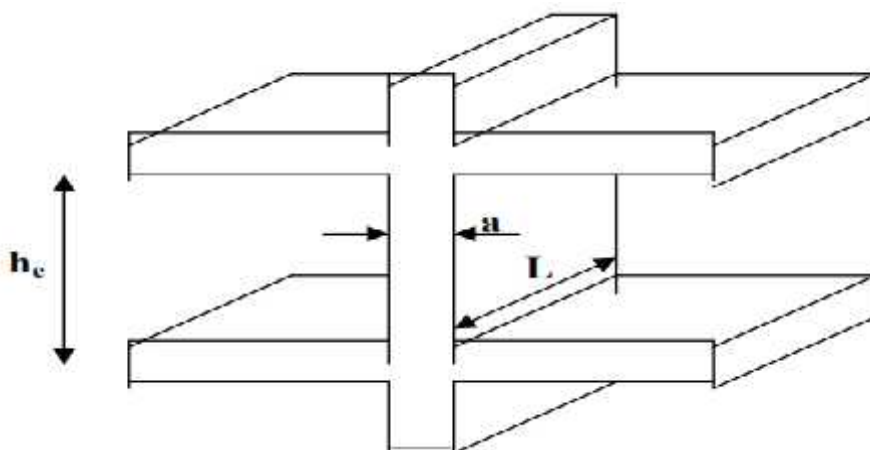
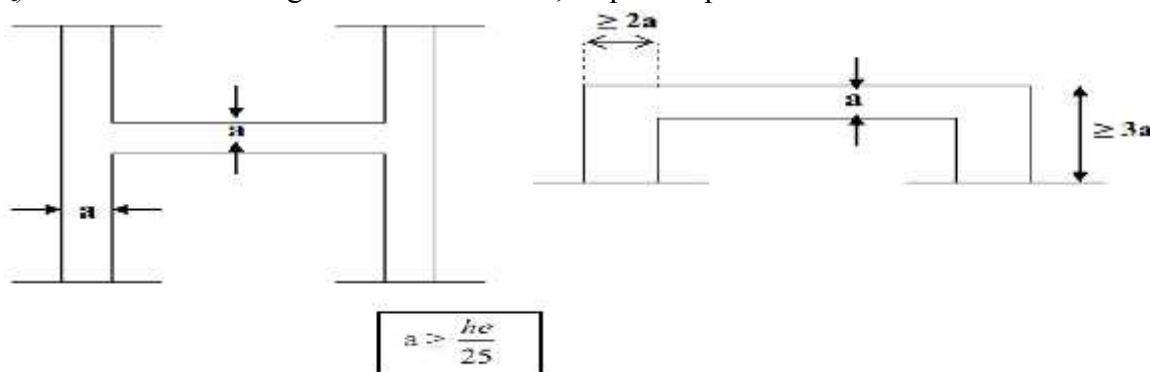


Figure II-9 : Coupe de voile en élévation.

A) L'épaisseur du voile « e » Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.



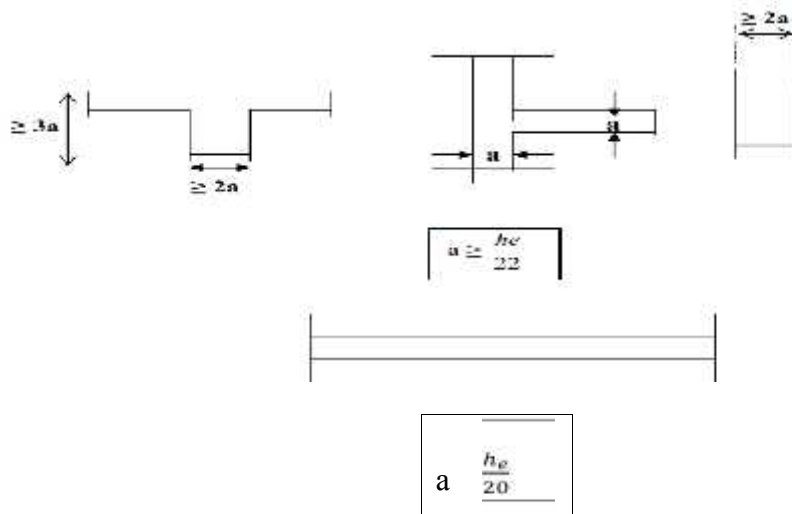


Figure II-10 : Coupe en plan des voiles.

$$A \quad \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

○ **Pour le RDC :** On a: $h_e = h - e_p$

$$h_e = 389 - 20 = 369 \text{ cm}$$

$$a > \frac{h_e}{20} = \frac{369}{20} = 18,45 \text{ cm}$$

○ **Pour l'étage courant :**

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$a > \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$a = 20 \text{ cm}$$

B) Vérification des exigences du RPA 99 (art 7.7.1) :

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \leq 4a \quad L \leq 4 \times 20 \quad L \leq 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile

II-8- Conclusion : Le chapitre que nous venons d'achever nous permet d'adopter pour les éléments constituant l'ossature de notre bâtiment, les dimensions suivantes :

❖ **Les planchers :** $ep = 20 \text{ cm}$

❖ **Les Poutres :**

Les poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

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

❖ **Les Poteaux :**

Sous sol $(45 \times 45) \text{ cm}^2$; RDC et étage de service $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

1^{er} étage 7^{ème} étage $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

❖ **Les Voiles :** $ep = 20 \text{ cm}$

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux ;
- Les balcons ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière ;
- L'ascenseur.

III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure. Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

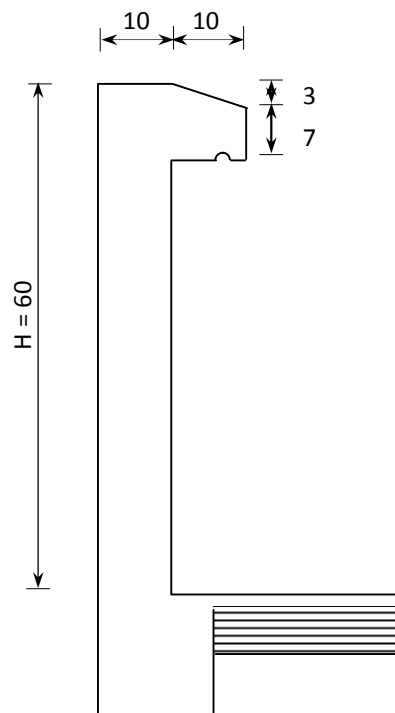


Figure 1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III-1-1) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

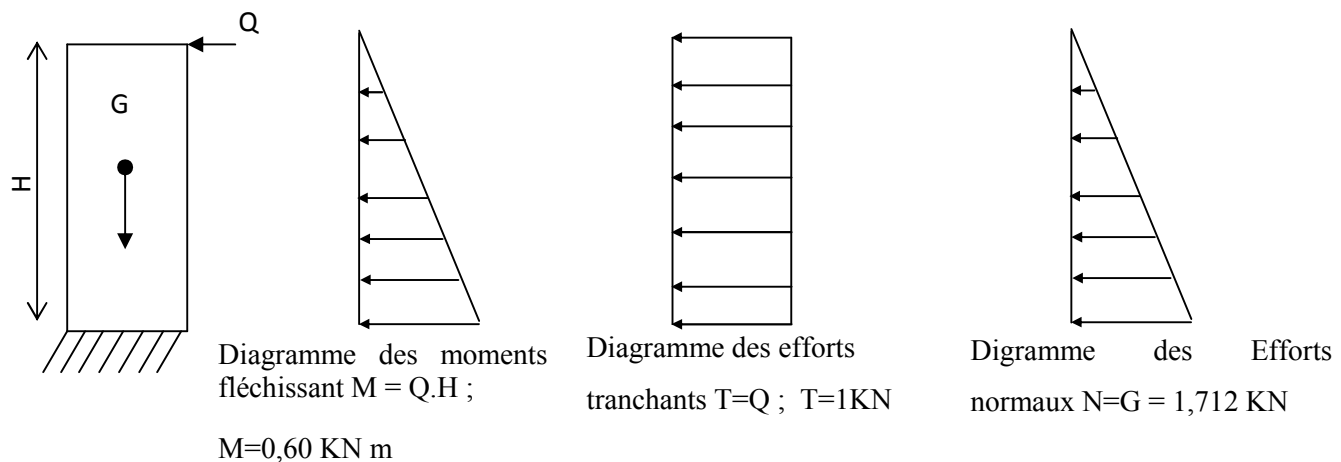
$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1,712 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1,712 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN m}$

III-1-2) Schémas statiques :**Figure 2 : diagramme des effort****III-1-3) Combinaison des charges :**❖ **A L'ELU :** La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$ Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN}$ Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN m}$

❖ **À L'ELS** : La combinaison est G + Q

Effort normal de compression : $N_s = 1,712 \text{ KN}$

Moment de renversement : $M_s = M = 0,60 \text{ KN m}$

III-1-4) Calcul des armatures à L'ELU :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

e : Excentricité

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

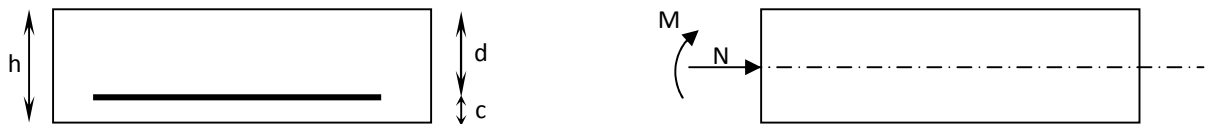


Figure 3

$h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100 \text{ cm}$ (longueur de la section)

$d = 7 \text{ cm}$

$c = 3 \text{ cm}$ (enrobage)

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{MU}{NU} = \frac{09 \times 10^2}{2311 \times 10^2} = 38,94 \text{ cm}$$

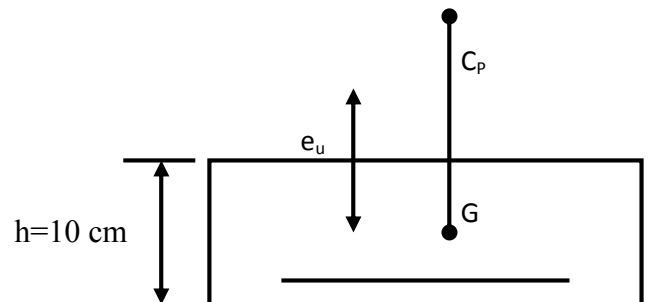


Figure 4

$$e_u = 38,94 > \frac{h}{2} - 3 = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

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

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

III-1-5) 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

$$M_f = 2,311 \times (0,389 + 0,1/2 - 0,03) = 0,945 \text{ KN m}$$

$$U_b = \frac{M_f}{\sigma_{st} b d^2} = \frac{0,945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 142} = 0,01358$$

$$U_b \leq U_e \Rightarrow \text{la section est simplement armée donc } A'_s = 0$$

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 384 \text{ Mpa} \quad \text{donc :}$$

$$A_f = \frac{M_f}{b d \sigma_{st}} = \frac{945}{0,993 \times 7 \times 384} = 0,39 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2311 \times 10^3}{384 \times 10^2} = 0,390 \text{ cm}^2$$

III-1-6) Vérifications :**a) condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire **Condition non vérifiée .**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,045d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{060}{1712} = 0,350$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 \sigma_{bc} = 0,6 \times 0,06 \times 15 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1000 \times 70 \frac{21}{400} \left[\frac{35(-0,45 \times 70)}{35(-0,185 \times 70)} \right] = 79,87 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0,7987 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculer}} = 0,390 \text{ cm}^2$$

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

Donc le ferrailage se fera avec A_{\min}

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

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ *Armature de répartition :*

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{201}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{N_u}{bd} \leq \tau = \min \left[\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right] \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

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

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

$$\tau_u = \frac{1510^3}{7010^3} = 0,021 \text{ Mpa}$$

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

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

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) vérification de l'adhérence dans les barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} ; (\Psi_s = 1,5 \text{ barre haute adhérence})$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 70 \times 1005} = 0,240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

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 :

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

On a des aciers { HA $\varnothing \geq 6$ mm ; $f_e = 400$ } $\Rightarrow \eta = 1,6$ donc

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \cdot 21} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ avec } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{t28} = 1,26 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 201}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,826$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0,826 \times 7 \times 201} = 51,56 \text{ MPa}; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e) vérification de l'acrotère au séisme :

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

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2)

$$A = 0,25 \quad (\text{RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1}).$$

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

W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,712 KN.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,712 = 0,514 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

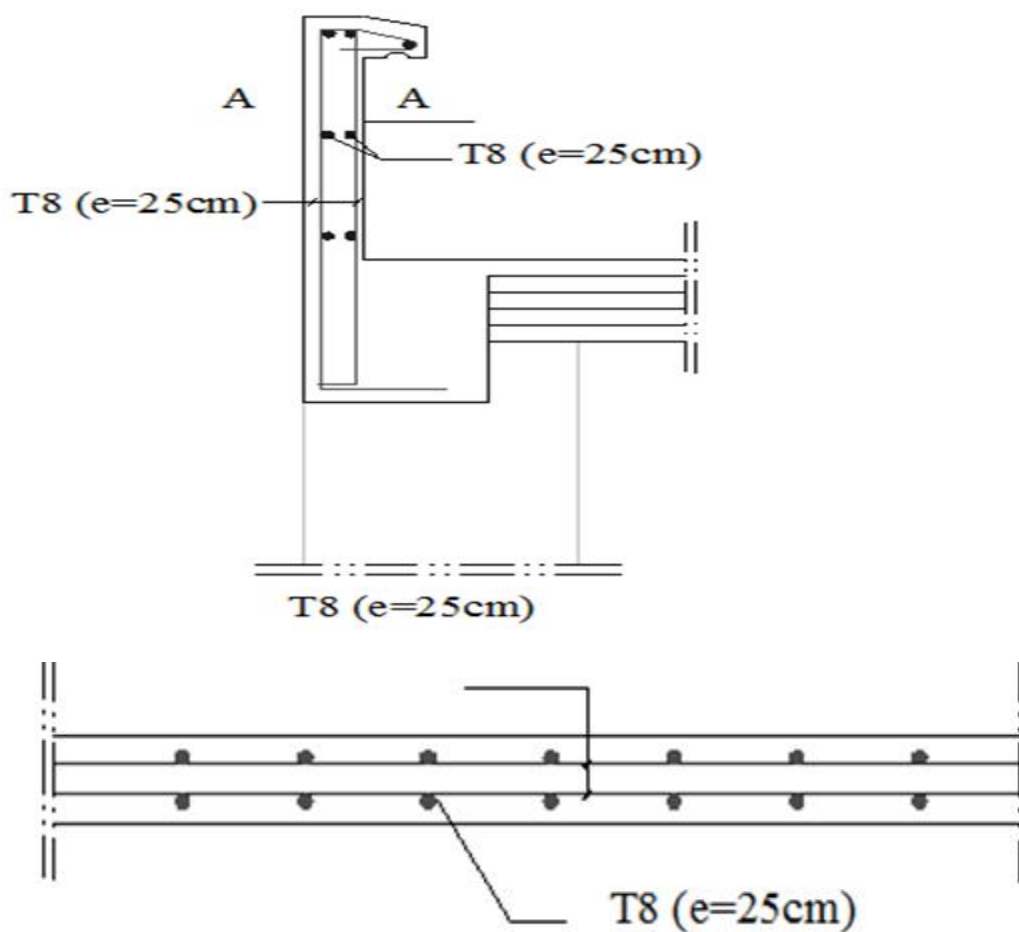
L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, donc le ferrailage adopté reste convenable.

Nota : dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p

Conclusion :

Armatures principales : $4HA8=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

Armatures de répartition : $4 HA8= 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$



Coupe A-

Figure 5 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère

III-2- Étude des planchers :

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

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervures appelées poutrelles préfabriquées de section en T, elles assurent
- La fonction de portance .
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons. Le calcul se fera pour une surface de $(1 \times 1) m^2$, et on appliquera le même ferrailage pour tous les autres planchers.



Figure 6 :

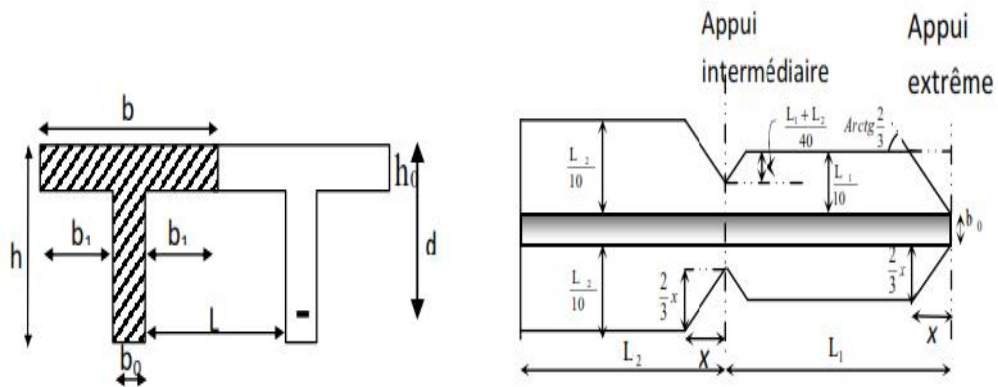


Figure 7 : Construction de la section en T

III-2-1) Etude et ferrailage de la dalle de compression (CBA 93, Article B.6.8.4.2.3 - Hourdis) :

La dalle de compression est coulée sur place, sera armée d'un treille soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Pour les sections des armatures ; au cas où la distance entre axes des poutrelles est comprise entre 50cm et 80 cm, les sections des armatures perpendiculaires au sens des poutrelles doivent satisfaire la condition :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e}$$

Quant aux armatures parallèles au sens des poutrelles, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires, c'est-à-dire :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

A_{\perp} : cm par mètre linéaire,

l : Entre axes des poutrelles en (cm),

$A_{//}$: La section des armatures parallèles au sens des poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

A.N : Pour le cas de nos planchers, on a :

$$l = 65 \text{ cm} \quad f_e = 520 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des armatures :

a) *Armatures \perp aux poutrelles :* $A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e}$

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

Soit : $A_{\perp} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $S_t = (15 \text{ cm})$

b) *Armatures // aux poutrelles :* $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$\text{Soit : } A_{//} = \frac{1,7}{2} = 0,585 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{//} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \quad S_t = (15 \text{ cm}).$$

Treillis soudé de 15x15cm

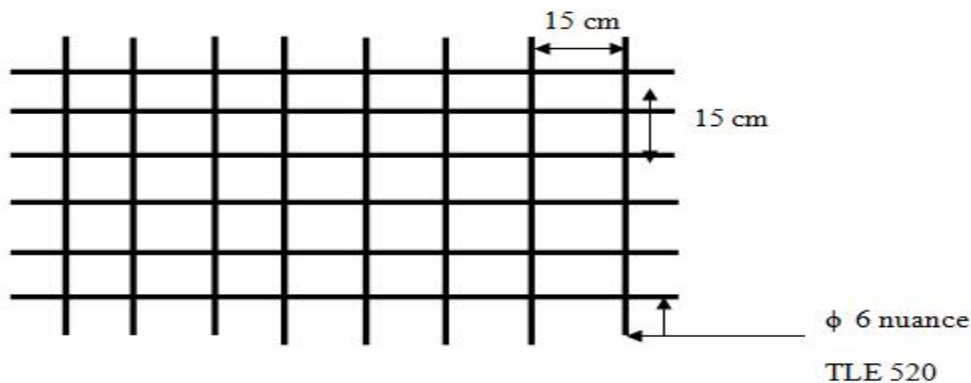


Figure 8 : Ferrailage de la dalle de compression.

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(6 \times 6 \times 150 \times 150)$ mm

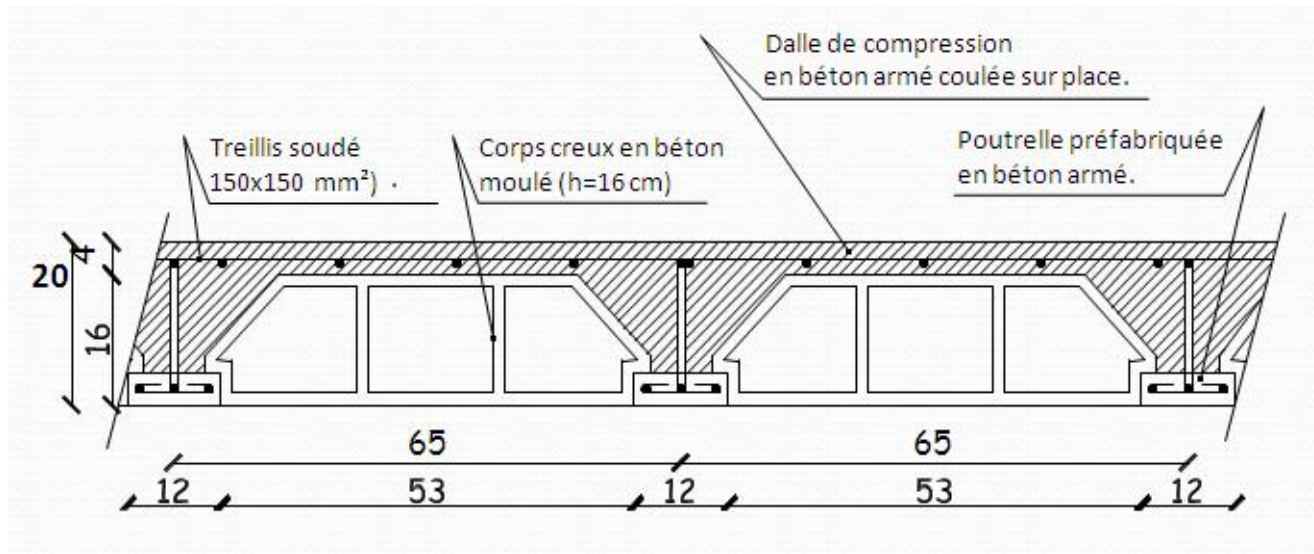


Figure 9 ; Plancher corps creux

III-2-2- Etude des poutrelles :

Les outrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles, le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression

a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

➤ Critère de la petite portée :

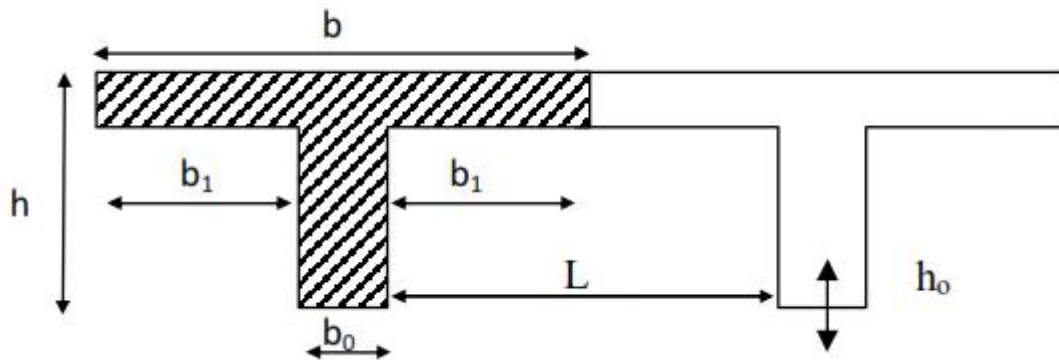
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles BAEL91 préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \\ b_1 \leq \frac{l-l_0}{2} \end{array} \right.$$



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles.

L_1 : portée de la plus grande travée telle que $l = 3,90 \text{ m}$ (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

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

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

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicitée, c'est-à-dire celle qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher d'étage de service) le calcul se fera en deux étapes

❖ *1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :*

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0,95 \text{ KN/m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier estimée à 1 KN/m^2 .

b) Charges et surcharges :

- Poids propre $G = 0,04 \cdot 0,12 \cdot 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids des corps creux $G' = 0,95 \cdot 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

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

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

III-2-3- Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la plus Longue travée

$L = 430 - 40 = 390$ cm. On prend $L = 3,90$ m

Combinaison de charges : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 \times (1) = 2,50 \text{ KN/m}$$

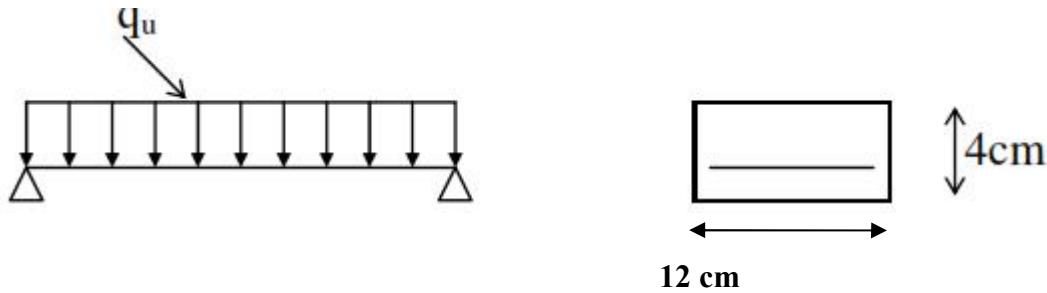


Figure 10 : schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul du moment en travée : (moment max)**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{25 \times 3,9^2}{8} = 4,75 \text{ KN m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{25 \times 3,9}{2} = 4,88 \text{ KN m} \quad q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

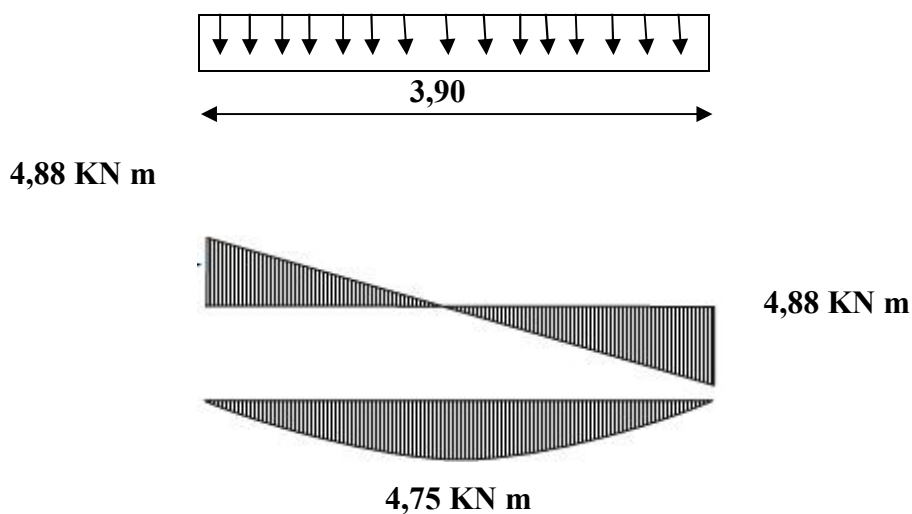


Figure 11 : Diagrammes des efforts internes de la poutrelle.

(Avant coulage du béton).

➤ *Calcul des armatures :*

Soit : $c = 2 \text{ cm}$, d : La hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$)

$$u_b = \frac{M_{ru}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{475 \times 10^3}{12(2)^2 142} = 6,97 \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$6,97 \gg u_r = 0,392 \Rightarrow$ **la section est doublement armée**

Conclusion :

Comme la section du béton de la poutrelle est trop faible (12X4) et pour respecter le pourcentage minimal des aciers dans une section en béton armé, on ne peut pas disposer des armatures comprimées. Cependant, il est nécessaire de prévoir des étais sur lesquels reposeront les poutrelles.

❖ *2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression*

La poutrelle sera solidaire de la dalle de compression, est calculé comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis, avec une charge et surcharge uniformément répartie.

○ *Plancher de l'étage de service :*

a) Les charges supportées par la poutrelle :

- poids du plancher : $G = 5,32 \times 0,65 = 3,458 \text{ KN/ml}$

- surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

🚧 **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,11 \text{ KN/ml}$

🚧 **ELS** : $q_s = G + Q = 5,01 \text{ KN/ml}$

b) Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

❖ *Méthode forfaitaire :*1- vérification de l'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est proposée par le règlement [BAEL 91], elle permet d'évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis. Cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

Condition 1 : la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

$$Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ KN })$$

$$Q = 1,63 \text{ KN/ml} < 2G = 6,916 \text{ KN} \dots\dots\dots \textit{condition vérifiée}$$

Condition 2 : le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées..... *condition vérifiée*

Condition 3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$L_i/L_{i+1} = 4,00/4,00 = 1$$

$$L_i/L_{i+1} = 4,00 / 3,50 = 0,975$$

$$L_i/L_{i+1} = 3,50 / 3,50 = 1$$

$$L_i/L_{i+1} = 3,50 / 4,00 = 0,875$$

$$L_i/L_{i+1} = 4,00 / 3,50 = 1,14$$

..... *condition vérifiée.*

Condition 4 : la fissuration est non préjudiciable *condition vérifiée.*

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

2- Principe de la méthode (BAEL91 modifiée 99 J.P Mougín art 3III4) :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

3- Exposé de la méthode :

✓ Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

La condition doit être vérifiée : $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$.
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{12+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.



Figure 12 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale a :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3 M_0$ pour les appuis de rive semi encastés.

4) Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α $\alpha = \frac{163}{163+3458} = 0,32$

$0 < 0,32 < \frac{2}{3}$ *Condition vérifiée.*

$1+0,3\alpha = 1,10$, $\frac{12+03\alpha}{2} = 0,65$ $\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,55$

▪ *Combinaisons de charges :*

$Q = 2,5 \times 0,65 = 1.63 \text{ KN / ml}$

$G = 5,32 \times 0,65 = 3,458 \text{ KN / ml}$

A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,11 \text{ KN / ml}$

A l'ELS: $q_s = G + Q = 5,10 \text{ KN / ml}$

▪ *Schéma statique de calcul :*

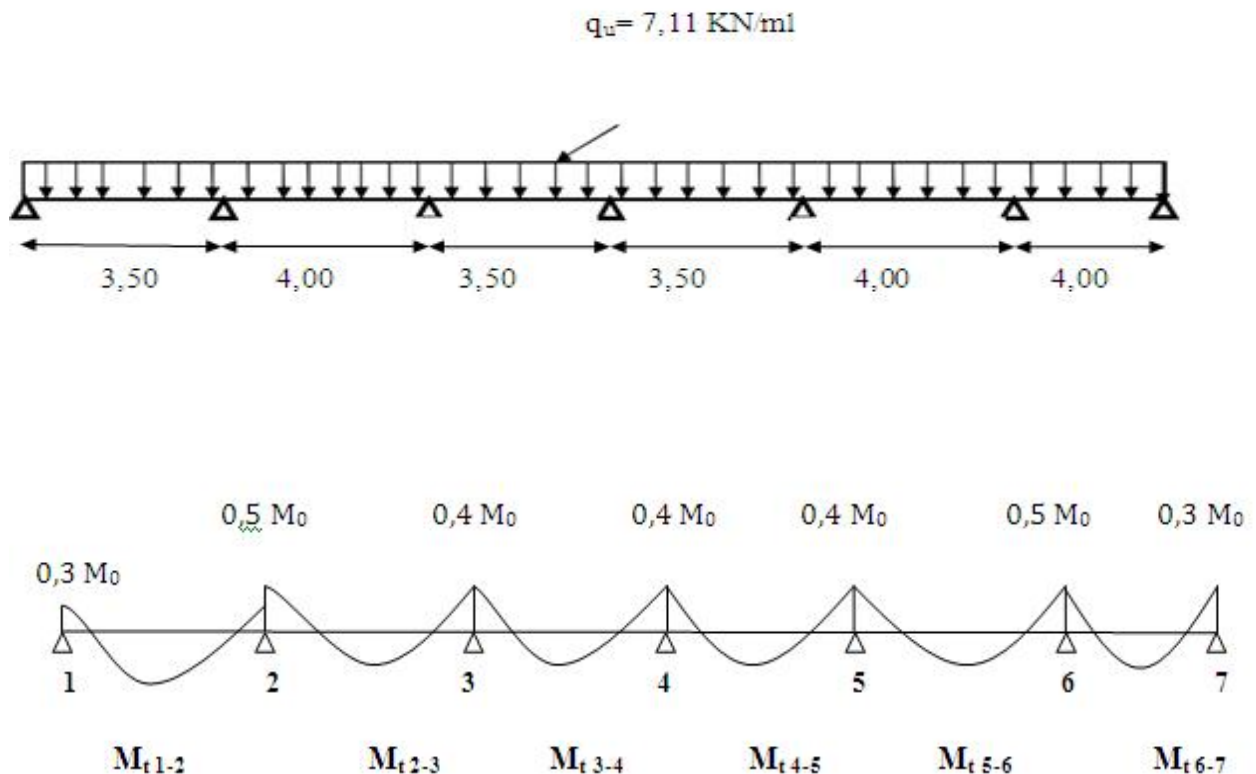


Figure 13- : *Diagramme des moments d'une poutre continue.*

❖ *Calcul des moments isostatiques :*

Pour la travée 1-2 : $M_{0I} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{711 \times 35^2}{8} = 10,90 \text{ KN.m}$, $M_{0I} = M_{0I} = 10,90 \text{ KN.m}$

Pour la travée 2-3 : $M_{0II} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{711 \times 40^2}{8} = 14,22 \text{ KN.m}$, $M_{02} = \max(M_{0I}; M_{0II}) = 14,22 \text{ KN.m}$

Pour la travée 3-4 : $M_{0III} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{711 \times 35^2}{8} = 10,90 \text{ KN.m}$, $M_{03} = \max(M_{0II}; M_{0III}) = 14,22 \text{ KN.m}$

Pour la travée 4-5 : $M_{0IV} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{711 \times 35^2}{8} = 10,90 \text{ KN.m}$, $M_{04} = \max(M_{0III}; M_{0IV}) = 14,22 \text{ KN.m}$

Pour la travée 5-6 : $M_{0V} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{711 \times 40^2}{8} = 14,22 \text{ KN.m}$, $M_{05} = \max(M_{0IV}; M_{0V}) = 14,22 \text{ KN.m}$

Pour la travée 6-7 : $M_{0VI} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{711 \times 40^2}{8} = 14,22 \text{ KN.m}$, $M_{06} = \max(M_{0V}; M_{0VI}) = 14,22 \text{ KN.m}$

❖ *Calcul des moments aux appuis :*

$M_1 = 0,3 M_{0I} = 0,3(10,90) = 3,27 \text{ KN.m}$

$M_2 = 0,5 M_{02} = 0,5(14,22) = 7,11 \text{ KN.m}$

$M_3 = 0,4 M_{03} = 0,4(14,22) = 5,70 \text{ KN.m}$

$M_4 = 0,4 M_{04} = 0,4(14,22) = 5,70 \text{ KN.m}$

$M_5 = 0,4 M_{05} = 0,4(14,22) = 5,70 \text{ KN.m}$

$M_6 = 0,5 M_{06} = 0,5(14,22) = 7,11 \text{ KN.m}$

$M_7 = 0,3 M_{07} = 0,3(14,22) = 4,27 \text{ KN.m}$

$M_2 = M_6 = 7,11 \text{ KN.m}$, $M_3 = M_4 = M_5 = 5,70 \text{ KN.m}$

❖ *Moments en travées :*

$$1 + 0,3\alpha = 1,10 \quad ; \quad \frac{12 + 0,3\alpha}{2} = 0,65 \quad ; \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,55$$

Travée (1-2) :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1-2} \geq 1,10 M_{0I} - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1,10(10,90) - \frac{3,27 + 7,11}{2} = 6,80 \text{ KN.m} \\ \text{Soit : } M_{t1-2} = 7,10 \text{ KN.m} \\ M_{t1-2} \geq 0,65 M_{0I} = 0,65(10,90) = 7,10 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée (2-3) :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2-3} \geq 1,10 M_{02} - \frac{M_2 + M_3}{2} = 1,10(14,22) - \frac{7,11 + 5,70}{2} = 6,40 \text{ KN.m} \\ \text{Soit : } M_{t2-3} = 7,90 \text{ KN.m} \\ M_{t2-3} \geq 0,55 M_{02} = 0,55(14,22) = 7,82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (3-4)} : \left\{ \begin{array}{l} M_{t3-4} \geq 1,10 M_{03} - \frac{M_3 + M_4}{2} = 1,10(10,90) - \frac{570 + 570}{2} = 6,29 \text{ KN.m} \\ \text{Soit : } M_{t3-4} = 6,30 \text{ KN.m} \\ M_{t3-4} \geq 0,55 M_{03} = 0,55(10,90) = 6,00 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (4-5)} : \left\{ \begin{array}{l} M_{t4-5} \geq 1,10 M_{04} - \frac{M_4 + M_5}{2} = 1,10(10,90) - \frac{570 + 570}{2} = 6,29 \text{ KN.m} \\ M_{t4-5} \geq 0,55 M_{04} = 0,55(10,90) = 6,00 \text{ KN.m} \end{array} \right. \text{ soit : } M_{t4-5} = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \left\{ \begin{array}{l} M_{t5-6} \geq 1,10 M_{05} - \frac{M_5 + M_6}{2} = 1,10(14,22) - \frac{570 + 711}{2} = 6,40 \text{ KN.m} \\ M_{t5-6} \geq 0,55 M_{05} = 0,55(14,22) = 7,82 \text{ KN.m} \end{array} \right. \text{ soit : } M_{t5-6} = 7,90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} : \left\{ \begin{array}{l} M_{t6-7} \geq 1,10 M_{06} - \frac{M_6 + M_7}{2} = 1,10(14,22) - \frac{711 + 427}{2} = 10,00 \text{ KN.m} \\ M_{t6-7} \geq 0,65 M_{06} = 0,55(14,22) = 7,82 \text{ KN.m} \end{array} \right. \text{ ; soit : } M_{t6-7} = 11,00 \text{ KN.m}$$

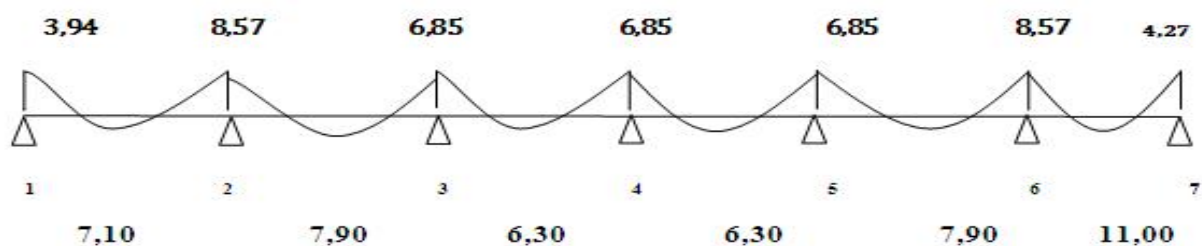


Figure14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

5) Calcul des efforts tranchants :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e + ql}{l} \\ T_e = \frac{M_w - M_e - ql}{l} \end{array} \right.$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	3,94	8,57	6,85	6,85	6,85	8,57
M_e	8,57	6,85	6,85	6,85	8,57	4,27
T_w	11,12	14,65	12,44	12,44	13,79	15,30
T_e	-13,77	-13,79	-12,44	-12,44	-14,65	-13,15

Tableau III-2-1 : valeur des efforts tranchants dans les différentes travées

T_u (KN)

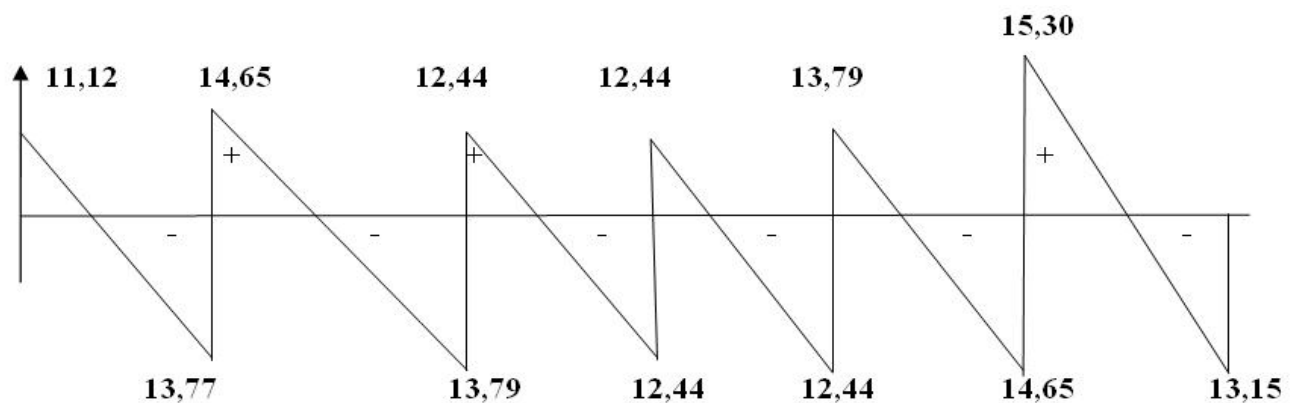


Figure15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

6) Calcul des armatures :

❖ Calcul à ELU :

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis

▪ Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales se fera pour une section en T dont les dimensions sont données par les formules (du **BAEL 91/Art A.4.1, 3**) :

-La hauteur totale : $h = 20\text{cm}$

-La largeur de la nervure : $b_0 = 12\text{cm}$

-Épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{cm}$

-Largeur de la table de compression : $b = 65\text{cm}$

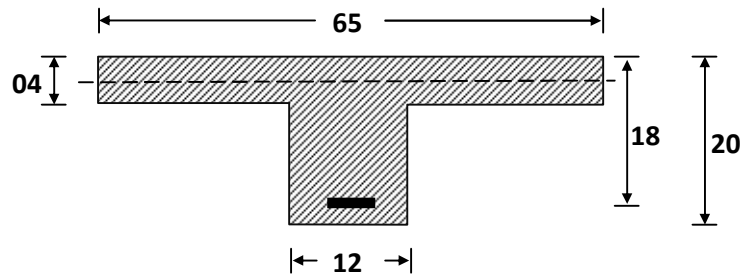


Figure 16 : schéma de la section de la poutrelle.

✓ *En travées :*

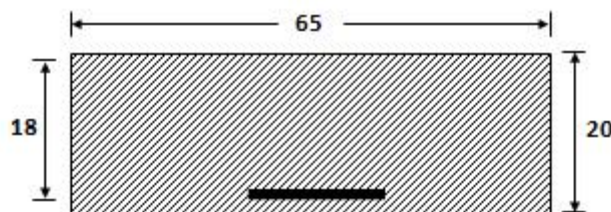
Le moment maximal en travée $M_t \text{ max} = 11,00 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 1000 = 59,05 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,05 \text{ KN.m} > M_t \text{ max} = M_u = 11,00 \text{ KN.m}$$

$M_0 > M_t \text{ max}$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression, par conséquent, le calcul se fera pour une poutre de section rectangulaire, de dimensions $b=65\text{cm}$ et $h=20\text{cm}$.



avec : $b = 65 \text{ cm}$, $h = 20$

Figure 17: La section de calcul de la poutrelle.

$$u_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1100 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,199$$

$u_b = 0,199 < 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée donc $A_s = 0$

$$u_b = 0,199 \Rightarrow \beta = 0,888$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{donc}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{1100 \times 10^3}{0.885 \times 18 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_{st} = 03 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

✓ *Aux appuis :*

Le moment max aux appuis :

$$M_a \text{ max} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_a \text{ max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{857 \times 10^3}{6 \times 18^2 \times 142} = 0.03$$

$$u_b = 0.03 < u_r = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée}$$

$$u_b = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a \text{ max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{857 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times (348)} = 1.40 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_{st} = 01 \text{ HA } 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les sections d'armatures à ELU sont comme suit :

$$\text{En travée :} \quad 3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis :} \quad 1 \text{ HA } 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures transversales :**

- Les aciers utilisés sont de nuance FeE 235.

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \theta_t^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

Φ_t : Diamètre de la barre (étrier)

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0=12\text{cm}$)

h : Hauteur de la poutrelle ($h=20\text{cm}$)

θ_{ℓ}^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On prend : $\varnothing_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$ donc On choisi un cadre $\varnothing 6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 \text{ cm}^2 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ *L'espacement entre cadre :*

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

$$S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} = 47,5 \text{ cm}$$

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

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

La section des armatures transversales doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa}$$

$$\mathcal{A.N}: \left. \begin{array}{l} \frac{0,57 \times 235}{12 \times 15} = 0,74 \text{ MPa} \\ 0,74 > 0,4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA6, avec un espacement

Constant **St=15 cm** sur la totalité des poutrelles.

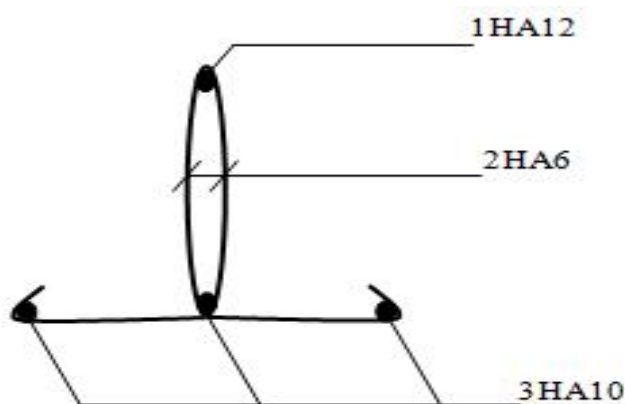


Figure 18: Plan de ferrailage

❖ vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

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

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

En travée: $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

Aux appuis: $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

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

Pour justifier les armatures transversaux vis-à-vis de l'effort tranchant ultime au niveau des appuis, on doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_{u \max} = 15,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 d} = \frac{15,38 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,71 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art .5.211/BAEL91modifié 99)

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

Avec ψ_s = coefficient de scellement

$$\left. \begin{array}{l} \psi_s = 1,5 \dots HA \\ \psi_s = 1,0 \dots RL \end{array} \right\}$$

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

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

Avec : U_i : périmètre utile de la barre

$$\tau_{se} = \frac{15.38 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times 3,14 \times 12} = 2,52 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} = \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

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

➤ *La longueur de sellement :*

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \mu^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et Fe400

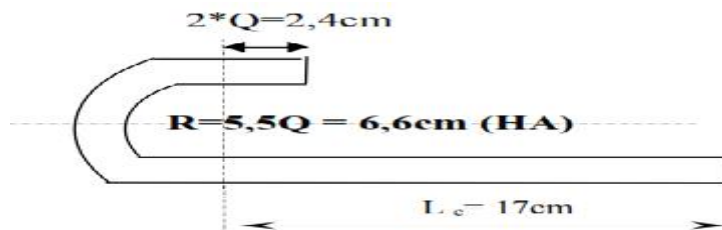
$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de (**BAEL 91 (article. A.6.1)**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne

Terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée

hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$L_c = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm} \quad L_c = 17 \text{ cm}$$



Influence de l'effort tranchant sur le béton comprimé avant l'appui (côté

de travée) : (article A.5.1, 313 B.A.E.L 91)

On doit vérifier que : $T_u \max \leq T_{\max} = \frac{0,8}{2} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_l} b_0 a$ Avec : $a=0,9d$.

$$T_{\max} = 0,4 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3$$

$$T_{\max} = 129,6 \text{ KN.}$$

▪ Sur les appuis de rive :

$T_u \max = 13,06 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

▪ Sur les appuis intermédiaires :

$T_u \max = 15,36 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte moyenne :

$$\overline{\sigma_{bc}} \text{ moy} \leq 1,3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{15} = 2,17 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \text{ moy} = \frac{T_u}{0,9cl_0} = \frac{1536}{0,9 \times 18 \times 12} = 0,08 \text{ KN/cm}^2 \leq 2,17 \text{ KN/cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures: (BAEL91/Art5.1.321) :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

❖ Appui de rive :

$$A \geq \frac{115}{40(\alpha_1 \alpha - 1)} \left(13,06 - \frac{394}{0,9 \times 0,18} \right) = - 0,32 \text{ cm}^2$$

$A = 1,13 > - 0,32 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Appuis intermédiaires :

$$A \geq \frac{115}{40(\alpha_1 \alpha - 1)} \left(15,38 - \frac{857}{0,9 \times 0,18} \right) = - 1,08 \text{ cm}^2$$

$A = 2,36 > - 1,08 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Calcul à l'ELS :

➤ Le chargement à l'ELS:

$$q_s = G+Q = (5,32 + 2,5) \cdot 0,65 = 5,10 \text{ KN/ml}$$

Pour la travée 1-2 : $M_{0I} = \frac{\zeta u l^2}{8} = \frac{510 \times 35^2}{8} = 7,81 \text{ KN.m}$, $M_{0I} = M_{0I} = 7,81 \text{ KN.m}$

Pour la travée 2-3 : $M_{0II} = \frac{\zeta u l^2}{8} = \frac{510 \times 40^2}{8} = 10,20 \text{ KN.m}$, $M_{02} = \max(M_{0I}; M_{0II}) = 10,20 \text{ KN.m}$

Pour la travée 3-4 : $M_{0III} = \frac{\zeta u l^2}{8} = \frac{510 \times 35^2}{8} = 7,81 \text{ KN.m}$, $M_{03} = \max(M_{0II}; M_{0III}) = 10,20 \text{ KN.m}$

Pour la travée 4-5 : $M_{0IV} = \frac{\zeta u l^2}{8} = \frac{510 \times 35^2}{8} = 7,81 \text{ KN.m}$, $M_{04} = \max(M_{0III}; M_{0IV}) = 10,20 \text{ KN.m}$

Pour la travée 5-6 : $M_{0V} = \frac{\zeta u l^2}{8} = \frac{510 \times 40^2}{8} = 10,20 \text{ KN.m}$, $M_{05} = \max(M_{0IV}; M_{0V}) = 10,20 \text{ KN.m}$

Pour la travée 6-7 : $M_{0VI} = \frac{\zeta u l^2}{8} = \frac{510 \times 40^2}{8} = 10,20 \text{ KN.m}$, $M_{06} = \max(M_{0V}; M_{0VI}) = 10,20 \text{ KN.m}$

➤ *Calcul des moments aux appuis :*

$$M_1 = 0,3 M_{0I} = 0,3(7,81) = 2,34 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 0,5(10,20) = 5,10 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 0,4(10,20) = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{04} = 0,4(10,20) = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 M_{05} = 0,4(10,20) = 4,08 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,5 M_{06} = 0,5(10,20) = 5,10 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,3 M_{06} = 0,3(10,20) = 3,06 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 5,10 \text{ KN.m} \quad , \quad M_3 = M_4 = M_5 = 4,08 \text{ KN.m}$$

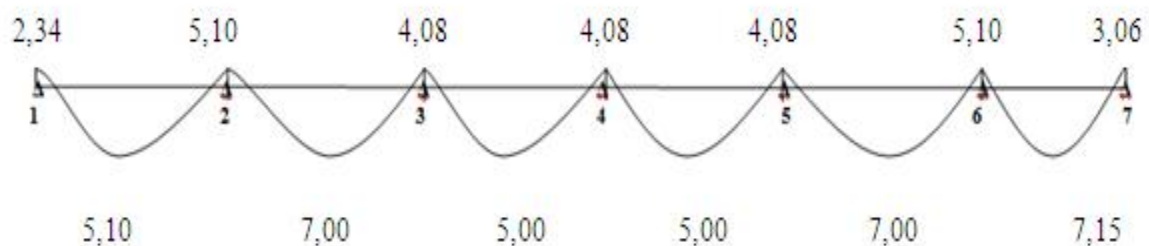


Figure 19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

➤ *Moments en travées :*

$$1 + 0,3\alpha = 1,10 \quad ; \quad \frac{12 + 0,3\alpha}{2} = 0,65 \quad ; \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,55$$

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} Mt_{1-2} \geq 1,10 M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} = 1,10(7,81) - \frac{234+510}{2} = 4,87 \text{ KN.m} \\ \text{Soit : } M_{t_{1-2}} = 5,10 \text{ KN.m} \\ Mt_{1-2} \geq 0,65 M_{01} = 0,65(7,81) = 5,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} Mt_{2-3} \geq 1,10 M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} = 1,10(10,20) - \frac{510+408}{2} = 6,63 \text{ KN.m} \\ Mt_{2-3} \geq 0,55 M_{02} = 0,55(10,20) = 5,61 \text{ KN.m} \quad \text{Soit : } M_{t_3} = 7,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} Mt_{3-4} \geq 1,10 M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 1,10(7,81) - \frac{408+408}{2} = 4,51 \text{ KN.m} \\ Mt_{3-4} \geq 0,55 M_{03} = 0,55(7,81) = 4,30 \text{ KN.m} \quad \text{Soit : } M_{t_{34}} = 5,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} Mt_{4-5} \geq 1,10 M_{04} - \frac{M_4+M_5}{2} = 1,10(7,81) - \frac{408+408}{2} = 4,51 \text{ KN.m} \\ Mt_{4-5} \geq 0,55 M_{04} = 0,55(7,81) = 4,30 \text{ KN.m} \quad \text{soit : } M_{t_{4-5}} = 5,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \begin{cases} Mt_{5-6} \geq 1,10 M_{05} - \frac{M_5+M_6}{2} = 1,10(10,20) - \frac{408+510}{2} = 6,63 \text{ KN.m} \\ Mt_{5-6} \geq 0,55 M_{05} = 0,55(10,20) = 5,61 \text{ KN.m} \quad \text{soit : } M_{t_{5-6}} = 7,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6-7)} : \begin{cases} Mt_{6-7} \geq 1,10 M_{06} - \frac{M_6+M_7}{2} = 1,10(10,20) - \frac{510+306}{2} = 7,14 \text{ KN.m} \\ Mt_{6-7} \geq 0,65 M_{06} = 0,65(10,20) = 6,63 \text{ KN.m} ; \text{soit : } M_{t_{6-7}} = 7,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ *Les efforts tranchants :*

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	2,34	5,10	4,08	4,08	4,08	5,10
M_e	5,10	4,08	4,08	4,08	5,10	3,06
T_w	-9,71	-9,95	-8,93	-8,93	-10,46	-9,69
T_e	8,14	10,46	8,92	8,93	9,95	10,70

Tableau III-2-2 : valeur des efforts tranchants dans les différentes travées

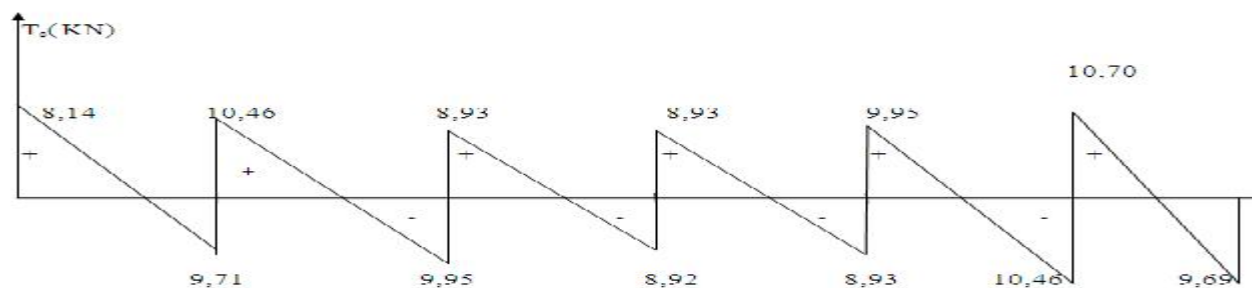


Figure 20 : Diagramme des efforts tranchants

❖ Vérification à l'E.L.S :

Les vérifications à faire sont :

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

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$\rho_1 = 1,092 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 ; \alpha = 0,432 ; K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} ;$$

$$\alpha = 0,432 \Rightarrow K = 0,051$$

β_1, K : Coefficients en fonction de ρ .

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7,00 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,36} = 192,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,051 \times 192,5 = 9,82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \Rightarrow$$

$$\rho_1 = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 ; \alpha = 0,324 ; K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} ;$$

$$\alpha = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,06 \times 10^3}{0,892 \times 18 \times 1,13} = 168,66 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 5,40 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c) Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

h : La hauteur totale de la section.

L : La portée libre entre nus de la plus grande travée dans le sens considéré.

M_0 : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,051 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

0,051 < 0,0625 **Condition non vérifiée.**

Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

c) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} \quad \lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

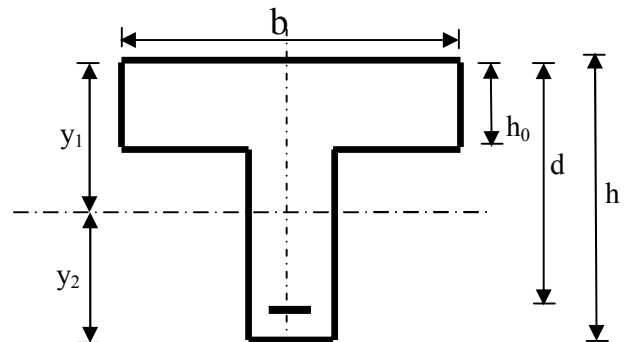
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.



$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + h_0 \cdot (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (v_2 - c)^2$$

v_1 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus comprimée ($v_1 = \frac{S}{B_0}$).

v_2 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ($v_2 = h - v_1$)

A.N : Pour la poutrelle étudiée, on a :

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$A_{trav} = 2,36 \text{ cm}^2$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,36$$

$$B_0 = 487,4 \text{ cm}^2$$

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

$$S = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10 \text{ cm}$$

$$v_2 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,10^3 + 12,90^3) + 4 \times (65 - 12) \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \times (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,10 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta_1 = 0,982$$

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

La Contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,00 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,36} = 168 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,39 ; 0 \} = 0,39$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,10}{4 \times 0,011 \times 168 + 2,10} = 0,39$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,90^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,1 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20021,10}{1 + 1,64 \times 0,39} = 13432,10 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,00 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10819 \times 1343210 \times 10^4} = 7,70 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f}$$

Condition vérifiée

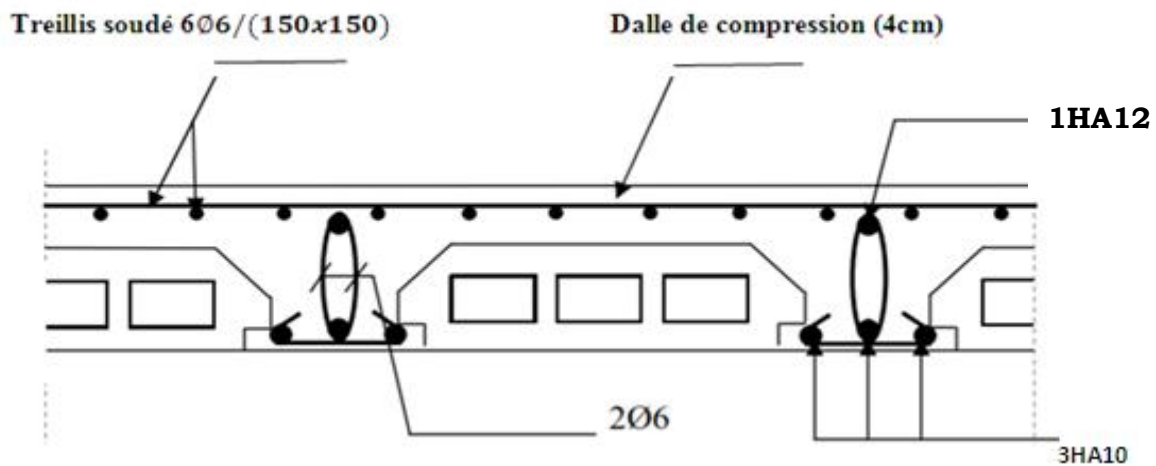


Figure 21 : Plan de ferrailage du plancher

III-3) Etude des balcons :

Le balcon se calcule comme un consol encastree au niveau de la poutre de rive du planché soumise a une charge horizontale « Q » due a la main courante qui engendre un moment « MQ » dans la section d'encastrement .

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml ,dont la section est assimilée a la flexion simple ,il est réalisé en dalle pleine .

III-3-1) Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Le balcon est considéré comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.

$$\epsilon_p = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_p = 18 \text{ cm}$$

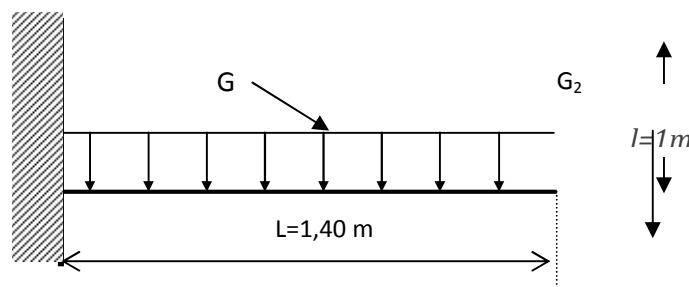
III-3-2) schéma statique de calcul :

Figure22 : shéma statique

III-3-2-1) Charge et surcharge du balcon :**a) Les charges permanentes :****Tableau des charges permanentes :**

N°	Elément	Masse volumique	épaisseur	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	22	0,02	0,44
03	Couche de sable	17	0,02	0,34
04	Dalle pleine	25	0,16	4,00
05	Enduit ciment	18	0,02	0,36
G_{total}				G₁ = 5,58 KN/m²

b) garde de corps :

$G_2 =$ poids de l'enduit ciment x2 + poids de la brique creuse

- **Enduit ciment :** $0,44 \times 2 = 0,88 \text{ KN/m}^2$
- **Maçonnerie :** $0,9 \text{ KN/m}^2$

$$G_2 = 1,78 \text{ KN/ml}$$

c) charge d'exploitation :

- Charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

III-3-3) Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

1) combinaison des charges :

- Dalle pleine :

$$q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,58 + 1,5 \times 3,5 = 12,78 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u1} = 12,78 \text{ KN /ml}$$

- garde corps :

$$q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,78 = 2,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 2,40 \text{ KN /ml}$$

2) Moment fléchissant:

$$\text{Soit : } M_u = -\frac{q_{u1} l^2}{2} - q_{u2} \times l = -\frac{12,78 \times 1,4^2}{2} - 2,40 \times 1,4 = -15,89 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 15,89 \text{ KN.m}$$

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

1) Effort tranchant :

$$V_u = -q_{u1}xL - q_{u2}$$

$$V_u = -12,78 \times 1,40 - 2,40 = -20,30 \text{ KN}$$

$$V_u = 20,30 \text{ KN}$$

III-3-4) Calcul de Ferrailage :

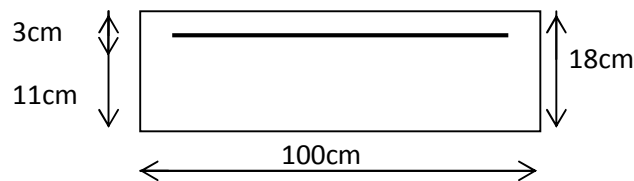
Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,89 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$$

armée.

Section simplement



$$\mu = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,89 \times 10^3}{0,966 \times 13 \times 348} = 3,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

III-3-5) Vérifications à l'ELU :1) Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la condition de l'adhérence des barres :
(Art6.13/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{20,30 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (Art5.2.1/BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

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

$$\tau_u = \frac{22,64 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'écartement des barres :

➤ Armatures principales :

$$S_1 < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_1 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures secondaires:

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

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

5) ancrages des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,10} = 42,33 > s_i = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prévoit des crochets.}$$

$$L_r = 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 17 \text{ cm}$$

III-5-6) Calcul à l'ELS :**a) Combinaison de charge :**✓ **La dalle :**

$$q_s = Q + G$$

$$q_s = (5,58 + 3,5) \times 1 = 9,08 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 9,08 \text{ KN/ml}$$

✓ **Main courante :**

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

✓ **Garde du corps :**

$$q_{s1} = G_1 \times 1 \text{ m} = 1,78 \text{ KN}$$

$$q_{s1} = 1,78 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant :

Le moment total agissant aura la valeur :

$$M_s = - \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left(\frac{9,08 \times 1,4^2}{2} + 1,78 \times 1,40 \right) = 11,40 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 11,40 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

III-5-7) 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 FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{15,89}{11,40} = 1,39$$

$$\mu = 0,066 \Rightarrow \alpha = 0,0854 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_{st} \times 100}{d x b} = \frac{5,65 \times 100}{13 \times 100} = 0,43$$

$$\beta = 0,860$$

$$k_1 = 35,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{11,40 \times 10^3}{0,860 \times 13 \times 5,65} = 180,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \text{avec } \eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = 180,47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

III-5-8) Calcul des armatures a l'ELS :

$$\mu = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \text{S.S.}\mathcal{A}$$

$$\mu = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,89 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 3,60 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm² Avec : St = 100/4 = 20 cm

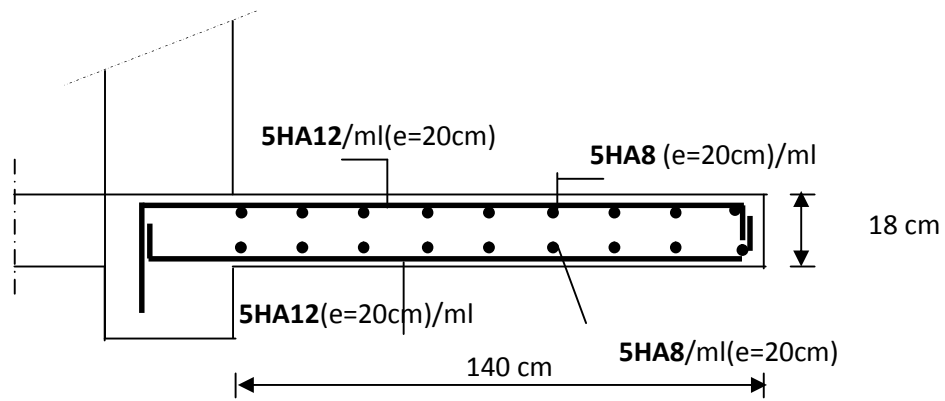


Figure 23 : Ferrailage du balcon.

III-4) Calcul des escaliers :**III-4-1) Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III-4-2) Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adopter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté) ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon)

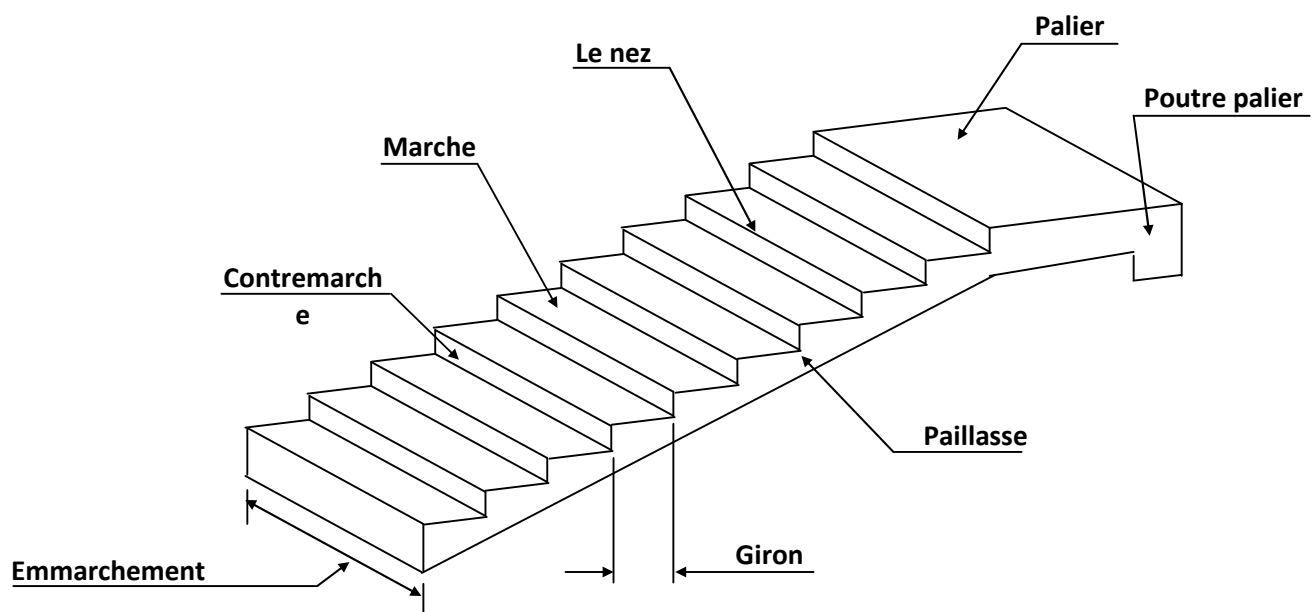
III-4-3) Terminologie :

Figure 24 : Principaux termes relatifs à un escalier.

- ❖ **La hauteur à franchir** : c'est la hauteur à gravir, qui est généralement égale à la hauteur d'étage.
- ❖ **La marche** : c'est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.

- ❖ *La hauteur de marche* : est le plan vertical situé entre deux marches.
 - ❖ *Le nez de marche* : est l'arrête qui limite l'avant du plan de la marche.
 - ❖ *Le giron* : c'est la largeur de référence d'une marche, ou bien, c'est la distance horizontale entre les nez de deux marches consécutives mesuré sur ligne de foulée.
 - ❖ *Une volée* : c'est l'ensemble de marches successives situées entre deux paliers.
 - ❖ *La paillasse* : c'est la dalle en béton armé destinée à supporter les marches.
 - ❖ *L'emmarchement* : c'est la largeur d'une marche.
- L'échappée* : c'est la distance verticale entre un nez d'une marche et tout élément de construction situé dans le plan vertical au-dessus du nez de la marche. Sa valeur minimale est égale à 2,10 mètre.
- ❖ *Le reculement* : c'est la longueur de la volée de l'escalier projetée sur le sol.

III-3-4) Pré dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement de l'escalier consiste à déterminer le nombre de marches et de contremarches, tout en respectant les valeurs de l'échappée, du reculement, et l'épaisseur de la paillasse :

H : La hauteur de l'escalier.

h : La hauteur de la contremarche ($16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$).

g : La largeur de la marche ($25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$).

n : Le nombre de contremarches.

m : Le nombre de giron.

L : La portée de l'escalier projetée sur le plan horizontal.

e : Épaisseur de la paillasse.

1-Application :

Pour la dimension des marches (**g**) et contre marches (**h**) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$

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

g : est le plus courant varie de 22 a 23 (26en moyenne)

✓ Nombre de contre marches :

on opte pour une hauteur de contre marche : $h = 17 \text{ cm}$.

→ Nombre de contre marche : $n = \frac{153}{17} = 9$

→ Nombre de marche : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$

→ Emmarchement : $E = 1,20 \text{ m}$

✓ Calcul de giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

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

- La profondeur du palier de repos : $L_1 = 1,35 \text{ m}$
- La longueur de la ligne de foulée : $L_m = g (n-1) = 2,40 \text{ m}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h_e / 2}{L_m} = \frac{3,06 / 2}{2,40} = 0,6375 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

✓ Calcul de la longueur de la volée :

$$L_0 = \frac{L_m}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,52} = 2,85 \text{ m}$$

$$L = L_0 + L_1 = 2,85 + 1,35 = 4,2 \text{ m}$$

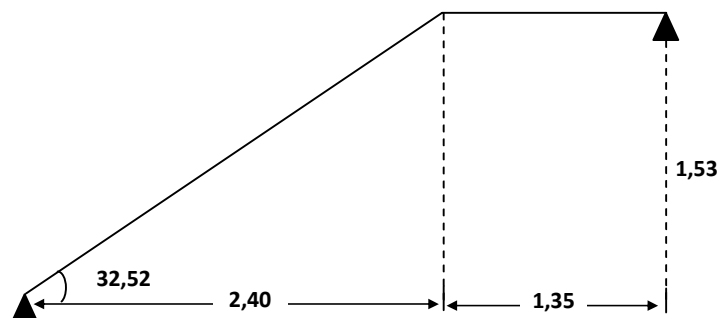


Figure 25 : Schéma statique de l'escalier.

b- Dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur (e_p) de la paillasse et du palier est donnée par la formule suivante :

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

e_p : Épaisseur de la paillasse et du palier.

L : La portée totale entre appuis.

A.N : $L = 4,20m$

$$\frac{420}{30} \leq e_p \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 14cm \leq e_p \leq 21cm$$

On prend : $e_p = 18cm$

III-3-5) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul des charges se fera pour (1m) d'emmarchement, et une bande de 1m de projection horizontale, ensuite, on détermine les charges par (ml) en multipliant par la valeur de l'emmarchement.

On aura ainsi à calculer en flexion simple, une poutre simplement appuyée à ses deux extrémités.

- *La paillasse :*
 - *Les charges permanentes :*

Chargement	Poids volumique (KN /m ³)	Surface pour 1ml (m ²)	La charge (KN /ml)
Poids propre de la paillasse (e=18cm)	25	0,18 /cos32,52 ⁰	5,33
Carrelage e = (1cm)	20	0,01x1	0,20
Mortie de pose	22	0,02x1	0,44
Couche de sable (e=2cm)	18	0,02x1	0,36
Enduit en plâtre (e=20cm)	10	0,02x1	0,20
Poids de garde corps			0,60
Poids propre des marches	25	0,17 /2	2,13
La charge permanent	G = G _i		9,26 KN/ml

- Les surcharges d'exploitation : $Q_{paillasse} = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Le palier :
- Les charges permanentes :

Chargement	La charge (KN/ml)
Poids propre de la palier (e=18cm)	3,75
Carrelage e = (1cm)	0,20
Mortie de pose	0,44
Couche de sable (e=2cm)	0,36
Enduit en plâtre (e=20cm)	0,20
La charge permanente	5,00 KN/ml

- Les surcharges d'exploitation : $Q_{palier} = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

III-3-6) Combinaison des charges :

✚ **A L'ELU :**

$$q_{u.paillasse} = 1,35 \times 9,26 + 1,5 \times 2,50 = 16,25 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\mathbf{q_u paillasse = 16,25 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{u.palier} = 1,35 \times 5,00 + 1,5 \times 2,50 = 10,50 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\mathbf{q_u palier = 10,50 \text{ KN/ml}}$$

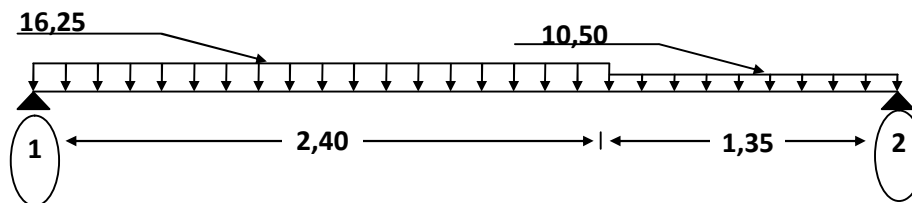


Figure 26: Schéma statique à l'ELU.

✚ **A L'ELS :**

$$q_{s.paillasse} = 9,26 + 2,50 = 11,76 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\mathbf{q_u paillasse = 11,76 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{s.palier} = 5,00 + 2,50 = 7,50 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\mathbf{q_u palier = 7,40 \text{ KN/ml}}$$

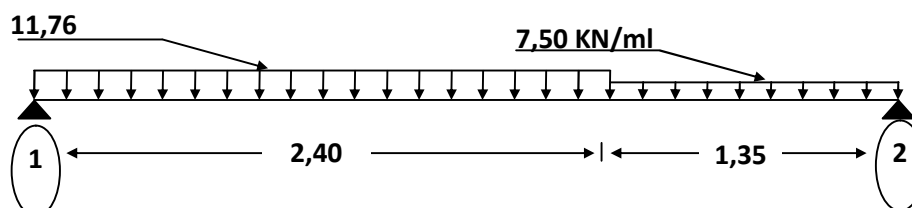


Figure 27 : Schéma statique à l'ELS.

III-3-7) Calcul des efforts internes :A- à l'ELS :

• Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$(\Sigma M /_1 = 0) \Rightarrow (R_2 = 17,33 \text{ KN})$$

$$(\Sigma F_v = 0) \Rightarrow (R_1 = 21,00 \text{ KN})$$

• Calcul des efforts internes :

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

$$T_y(x) = -11,76x + 21,00$$

$$T_y(0) = 21,00 \text{ KN}$$

$$T_y(2,40) = -7,22 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = -11,76 \frac{x^2}{2} + 21,00x$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(2,40) = 16,53 \text{ KN.m}$$

$$T_y(x) = -11,76x + 21,00$$

$$[T_y(x) = 0] \Rightarrow (x = 1,80 \text{ m})$$

$$M_z(1,80) = 18,75 \text{ KN.m} = M_{\max}$$

2^{ème} tronçon : $1,35 \text{ m} \geq x' \geq 0$

$$T_y(x') = 7,50x' - 17,33$$

$$T_y(0) = -17,33 \text{ KN}$$

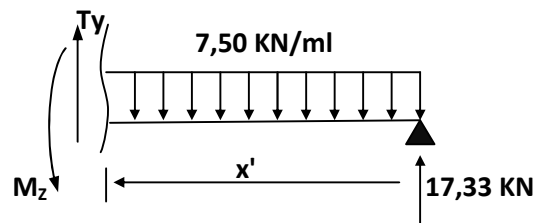
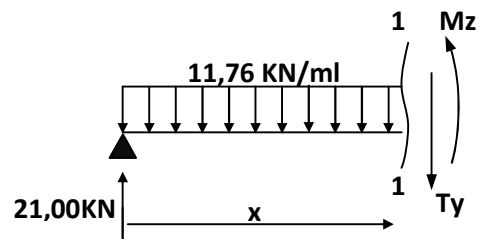
$$T_y(1,35) = -7,21 \text{ KN}$$

$$M_z(x') = -7,50 \frac{x'^2}{2} + 17,33x'$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(1,35) = 16,56 \text{ KN.m}$$

$$T_y(x) = -7,50x + 17,33$$



$$[T_y(x) = 0] \Rightarrow (x = 2,31m)$$

$$M_z(2,31) = 20,00 \text{ KN.m} = M_s^{\max}$$

$$M_s^{\max} = 20,00 \text{ KN.m}$$

B- à l'ELU :

• Calcul de réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$(\Sigma M / I = 0) \Rightarrow \left(-3,75.R_2 + 16,25 \frac{2,40^2}{2} + 10,50.1,35.3,075 \right)$$

$$\Rightarrow (R_2 = 24,10 \text{ KN})$$

$$(\Sigma F_v = 0) \Rightarrow (R_1 + 24,10 - 16,25 \times 2,40 - 10,50 \times 1,35 = 0)$$

$$\Rightarrow (R_1 = 29,10 \text{ KN})$$

• Calcul des efforts internes :

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

$$T(x) = -16,25x + 29,10$$

$$T(0) = 29,10 \text{ KN}$$

$$T(2,40) = -10 \text{ KN}$$

$$M(x) = -16,25 \frac{x^2}{2} + 29,10x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,40) = 23,00 \text{ KN.m}$$

$$T_y(x) = -16,25x + 29,10$$

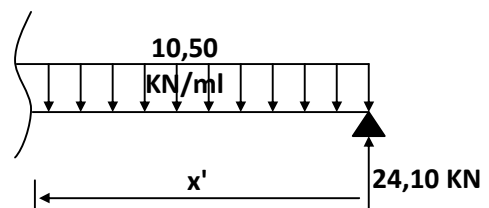
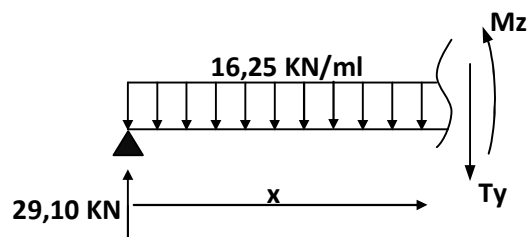
$$[T_y(x) = 0] \Rightarrow (x = 1,80 \text{ m})$$

$$M(1,80) = 26,10 \text{ KN}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $1,35 \text{ m} \geq x' \geq 0$

$$T(x) = 10,50x' - 24,10$$

$$T(0) = -24,10 \text{ KN}$$



$$T(1,35) = -9,93 \text{ KN}$$

$$M(x) = -10,50 \frac{x^2}{2} + 24,10x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,35) = 23,00 \text{ KN}$$

$$T_y(x) = -10,50x + 24,10$$

$$[T_y(x) = 0] \Rightarrow (x = 2,30 \text{ m})$$

$$M_z(2,30) = 27,66 \text{ KN.m} = M_u^{\max}$$

$$M_u^{\max} = 27,66 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semis encastremets de la poutre au niveau de ses extrémités, on porte des corrections à l'aide des coefficients pour les valeurs des moments (M_u^{\max}) et (M_{ser}^{\max}).

▪ **A l'ELU :** Appuis -1- : $M_u^{app} = -0,3.M_u^{\max} = -8,30 \text{ KN.m}$

Travée : $M_u^{tra} = 0,85.M_u^{\max} = 23,50 \text{ KN.m}$

Appuis -2- : $M_u^{app} = -0,3.M_u^{\max} = -8,30 \text{ KN.m}$

▪ **A l'ELS :** Appuis -1- : $M_{ser}^{app} = -0,3.M_{ser}^{\max} = -6,00 \text{ KN.m}$

Travée : $M_{ser}^{tra} = 0,85.M_{ser}^{\max} = 17,00 \text{ KN.m}$

Appuis -2- : $M_{ser}^{app} = -0,3.M_{ser}^{\max} = -6,00 \text{ KN.m}$

• **Diagrammes des efforts internes :**

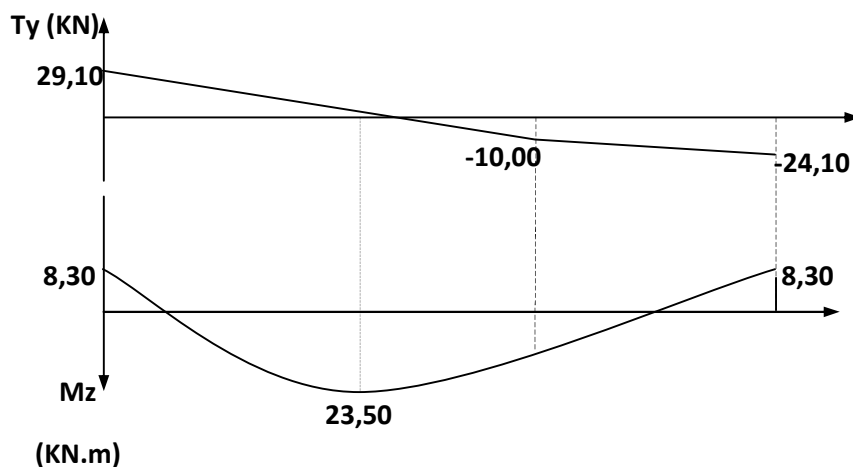


Figure 28 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

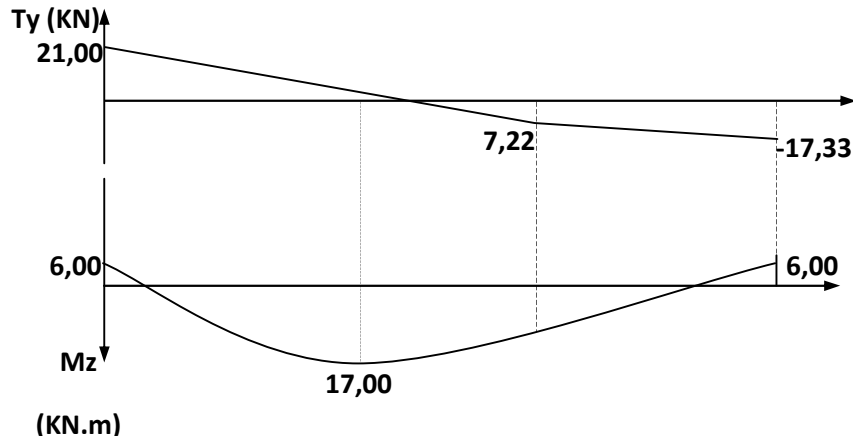
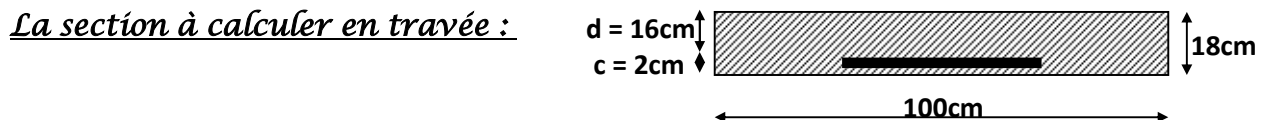
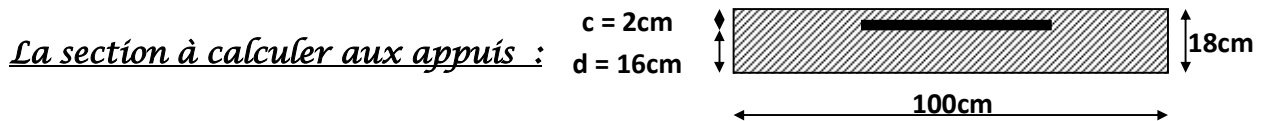


Figure 29 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III-3-8) Calcul des armatures :

Le ferrailage de l'escalier est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire dont les dimensions sont données sur les figures ci-dessous :



• Armatures principales :

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Le choix des armatures longitudinales à effectuer doit satisfaire la condition de l'espacement (e) donnée par :
$$e = \frac{b - (2c + n\phi)}{n - 1}$$

Telle que : $15 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

b : La largeur de la section.

n : Nombre de barres.

c : Enrobage.

➤ *Aux appuis [appuis (2)] :*

$$\mu_a = \frac{8,30 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_{app} = \frac{8,30 \times 10^3}{0,988 \times 16 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 = 4,71 cm²

$$e = \frac{100 - [(2 \times 2) + (6 \times 1,0)]}{6 - 1} = 18 \text{ cm}$$

$$15 \leq e = 18 \text{ cm} \leq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *En travée (la paillasse) :*

$$\mu = \frac{23,50 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < 0,392 \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\beta = 0,970$$

$$A_{trav} = \frac{23,50 \times 10^3}{0,970 \times 16 \times 348} = 4,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 = 4,71 cm² avec S_t = 20 cm

$$e = \frac{100 - [(2 \times 2) + (6 \times 1,2)]}{6 - 1} = 20,5 \text{ cm}$$

$$15 \leq e = 20,5 \leq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_{trav}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA8 = 3,02 cm² avec S_t = 25 cm

$$e = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

$15 \text{ cm} \leq e = 16,67 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

III-3-9) Vérifications à l'ELU :

- La condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2, 1) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis : $A_{app} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ En travée : $A_{trav} = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/Art A.5.1, 211) :

On doit satisfaire la condition : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

A.N : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{29,10 \times 10^3}{100 \times 16 \times 10^2} = 0,18 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/Art A.6.1, 3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

A.N : $\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = 6 \times \pi \times 10 \quad \tau_{se} = \frac{29,10 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,50} = 1,10 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,313) :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\mathcal{A.N}: \quad V_u^{\max} = 29,10 \text{ KN} \underline{\hspace{2cm}}$$

$$0,4 \times \frac{2,1}{1,5} \times 0,9 \times 16 \times 100 = 806,40 \text{ KN}$$

$(29,10 \text{ KN} < 806,40 \text{ KN}) \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

➤ *Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A, 5,321) :*

$$\text{On doit vérifier : } A_{app} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$\mathcal{A.N}: \quad A_{app} = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} \times \left(29,10 - \frac{8,30}{0,9 \times 16} \right) \times 10^3 = 0,80 \text{ cm}^2$$

$4,71 \text{ cm}^2 > 0,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

• *Vérification de la longueur de scellement :*

Les barres rectilignes, de diamètre (ϕ) et de limite d'élasticité (f_e) sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\mathcal{A.N}: \quad \tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,84} = 25,46 \text{ cm}$$

L'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $(0,4l_s)$ pour les aciers HA.

$$0,4l_s = 0,4 \times 25,46 = 10,18 \text{ cm}$$

III-3-10) Vérifications à l'ELS :

• *Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3) :*

Aucune vérification à effectuer pour l'acier, car les escaliers sont situés à l'intérieur de la construction, part conséquent, la fissuration est peu nuisible.

- *Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art B.6.5, 1) :*

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Et} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

➤ *Aux appuis :*

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 16} = 0,453 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 34,02 \\ \beta_1 = 0,898 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{4,71 \times 10^6}{0,898 \times 160 \times 4,71 \times 10^2} = 69,60 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 69,60 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{69,60}{34,02} = 2,05 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 2,05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ *En travée :*

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 16} = 0,453 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 34,02 \\ \beta_1 = 0,898 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{14,80 \times 10^6}{0,898 \times 160 \times 4,71 \times 10^2} = 218,70 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 218,70 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{218,70}{34,02} = 6,43 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 6,43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

- *Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :*

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche au niveau de la paillasse si les trois (03) conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

A.N:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} = \frac{18}{375} = 0,048 \\ 0,048 < 0,0625 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

f- Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad E_v = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

M_s : Moment de flexion dans la travée à l'ELS.

L : La longueur de la travée.

b : La largeur de la paillasse.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$).

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot A_{tra} \cdot (v_2 - c)^2$$

v_1 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus comprimée ($v_1 = \frac{S}{B_0}$)

$$S = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{tra} \cdot d ; \quad B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

v_2 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ($v_2 = h - v_1$)

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

A.N :

Pour la travée étudiée, on a les caractéristiques suivantes :

$$b = 100 \text{ cm} \quad , \quad h = 18 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm} \quad , \quad A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\bar{f}_v = 0,75 \text{ cm} \quad ; \quad B_0 = 1870,65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S = 17330,4 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{17330,4}{1870,65} = 9,26 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = 18 - 9,26 = 8,74 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \cdot (9,26^3 + 8,74^3) + 15 \cdot 4,71 (8,74 - 2)^2$$

$$I_0 = 51931,14 \text{ cm}^4$$

$$\left(\rho = \frac{4,71}{100 \times 16} = 0,003 \right) \Rightarrow [\rho(\%) = 0,3]$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,3 \times \left[2 + \frac{3 \times 100}{100} \right]} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,3 \times 266,67 + 2,1} = 0,992$$

$$I_{fv} = \frac{35248,97}{1 + 0,047 \times 0,992} = 33678,73 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} f_v &= \frac{18,28 \times 10^6 \times (3650)^2}{10 \times 10818,87 \times 36702,50 \times 10^4} = 5,52 \text{ mm} \\ f_v &= 5,52 \text{ mm} < \bar{f}_v = 6,30 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-5) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est calculée en flexion simple, supposée comme étant une poutre à une section rectangulaire, semi encastree à ses deux extrémités dans les poteaux de la cage d'escalier, Les valeurs des moments sont données par les formules suivantes :

- **Aux appuis :** $M_{app} = -0,3.M_0$
- **En travée :** $M_{trv} = 0,85.M_0$

III-5-1) Pré dimensionnement :**❖ Détermination de la hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la condition : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

L : La portée libre de la poutre.

Ainsi que, le RPA 99 modifié en 2003 exige une valeur minimale pour la hauteur, qui est de 30cm.

A.N: $L = 310 \text{ cm}$

$$\left(\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \right) \Rightarrow (20,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 31 \text{ cm})$$

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

• Détermination de la largeur :

Elle est donnée par la condition suivante: $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Selon le RPA 99 modifié en 2003, la largeur adoptée doit satisfaire les conditions :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On aura ainsi $14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

On adopte : $b = 25 \text{ cm}$

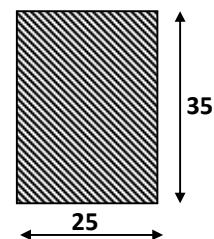


Figure 30: pré dimensionnement de la poutre palière.

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*
- $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1,4 < 4 \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

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

III-5-2) Détermination des charges :

- Poids propre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18 \text{ KN / ml}$
- Réaction d'appuis à l'ELU : $R_{2u} = 26,28 \text{ KN / ml}$
- Réaction d'appuis à l'ELS : $R_{2ser} = 18,95 \text{ KN / ml}$

Les réactions d'appuis vont créer une charge uniformément répartie qui a pour valeurs :

$$\text{➤ A l'ELU: } G_{Ru} = \frac{R_{2u}}{3,10} = \frac{26,28}{3,10} = 8,48 \text{ KN / ml}$$

$$\text{➤ A l'ELS : } G_{Rs} = \frac{R_{2ser}}{3,10} = \frac{18,95}{3,10} = 6,11 \text{ KN / ml}$$

III-5-3) Combinaisons de charges :

- A l'ELU : $q_u = 1,35 \times 2,18 + 8,48 = 11,42 \text{ KN / ml}$
- A l'ELS : $q_s = 2,18 + 6,11 = 8,30 \text{ KN / ml}$

III-5-4) Calcul des efforts internes :

Nous considérons la poutre simplement appuyée à ses deux extrémités.

- A l'ELU :

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{11,42 \times 3,10}{2} = 17,70 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_y(0) = 17,70 \text{ KN} \\ T_y(3,10) = -17,70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{11,42 \times 3,10^2}{8} = 13,72 \text{ KN.m}$$

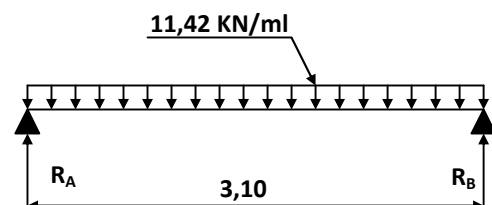


Figure 31

En tenant compte du semi encastrement, on obtient les valeurs suivantes :

❖ *Moment en travée* : $M_{trav} = 0,85.M_0 = 0,85 \times 13,72 = 11,66 \text{ KN.m}$

❖ *Moment.aux.appuis* : $M_{app} = -0,35.M_0 = -0,35 \times 13,72 = -4,80 \text{ KN.m}$

III-5-5) Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU :

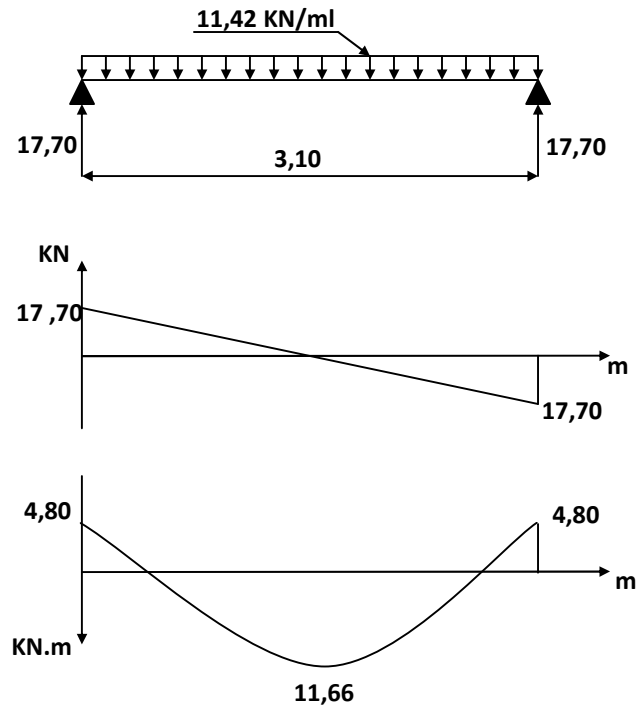


Figure 32 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

• **A l'ELS :**

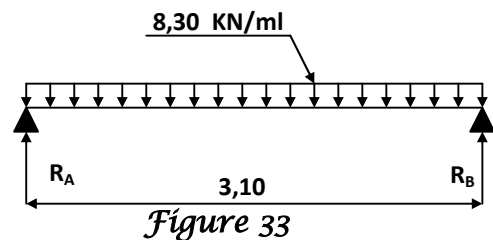
➤ *Réaction d'appuis :*

$$R_A = R_B = \frac{8,30 \times 3,10}{2} = 12,87 \text{ KN}$$

➤ *Calcul des efforts internes :*

$$\begin{cases} T_y(0) = 12,87 \text{ KN} \\ T_y(4,30) = -12,87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{8,30 \times 3,10^2}{8} = 9,97 \text{ KN.m}$$



En tenant compte du semi encastrement, on obtient les valeurs suivantes :

❖ *Moment en travée :* $M_t = 0,85.M_0 = 0,85 \times 9,97 = 8,47 \text{ KN.m}$

❖ *Moment aux appuis :* $M_{app} = -0,35.M_0 = -0,35 \times 9,97 = -3,50 \text{ KN.m}$

III-5-6-) Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS:

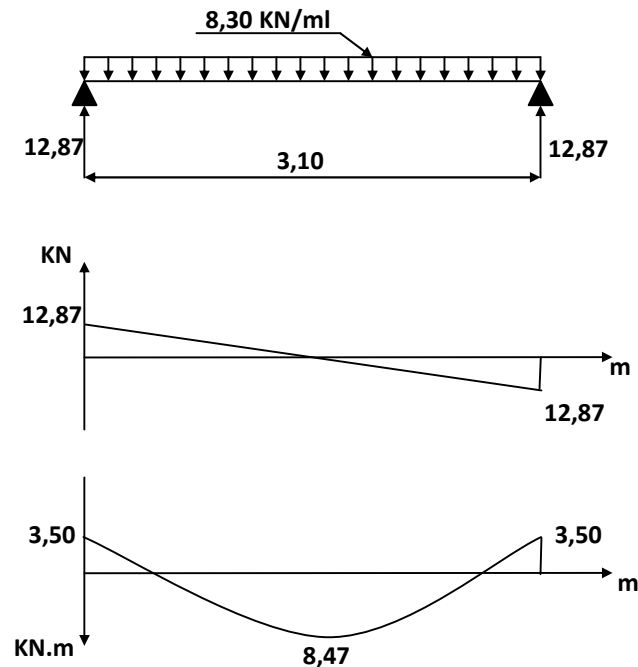


Figure 34 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III-5-7) Ferraillage :

$h = 35 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$

❖ *Calcul des armatures longitudinales :*

➤ *Aux appuis :* $M_{app} = -4,80 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{app}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{4,80 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,012$$

($\mu = 0,012 < \mu_t = 0,392$) *La section est simplement armée (SSA)*

$$\beta = 0,994$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{4,80 \times 10^2}{0,994 \times 33 \times 34,8} = 0,42 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA12 = 3,39 cm²

➤ *En travée :* $M_{trav} = 11,66 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{trav}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11,66 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,030$$

($\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392$) **La section simplement armée.**

$$\beta = 0,985 \quad ; \quad A_{app} = \frac{M_{trav}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{11,66 \times 10^3}{0,985 \times 33 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA12 = 3,39 cm²

❖ Armatures transversales :

Les aciers utilisés comme armatures transversales sont de nuance FeE 400.

➤ Diamètre (BAEL91/Art A.7.2.2) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des barres transversales.

ϕ_l : Diamètre minimal des barres longitudinales.

b, h_t : Les dimensions de la section de la poutre.

$$\mathcal{A.N} : \phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right\}$$

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

On opte pour le choix de de barres en HA8.

Soit : 3HA8 = 1,51 cm², disposé en (1cadre + 1etrier).

• Espacement :

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

Ainsi que, le RPA dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$\color{red}{\oplus} \quad \text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \text{ cm} \right\}$$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2.h$

$$\color{red}{\oplus} \quad \text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Selon le **RPA**, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003.S_t.b$$

A.N:

• Selon **BAEL 91** : $S_t \leq \min(29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$

D'où : $S_t \leq 29,7 \text{ cm}$

• Selon **RPA** :

✚ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 0,8 ; 30 \text{ cm} \right\}$$

Donc : $S_t \leq 7,5 \text{ cm}$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

On adopte l'espacement ($S_t = 7 \text{ cm}$) en zone nodale.

✚ **Zone courante :**

$$\left(S_t \leq \frac{35}{2} \right) \Rightarrow (S_t \leq 17,5 \text{ cm})$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$) en zone courante (travée).

• **Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :**

✚ **Zone nodale :**

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 \\ 1,51 \text{ cm}^2 > 0,525 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{.....Condition vérifiée.}$$

✚ **Zone courante :**

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \\ 1,51 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{.....Condition vérifiée.}$$

➤ *Vérifications à l'ELU :*

- *La condition de non fragilité :*

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

$$\mathcal{A.N}: \quad A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,83 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{trav} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,83 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{app} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,83 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- *Vérification de la contrainte de cisaillement :*

On doit satisfaire la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\mathcal{A.N}: \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16,59 \times 10^3}{25 \times 33 \times 10^2} = 0,20 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- *Vérification de la contrainte d'adhérence :*

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

$$\mathcal{A.N}: \quad \bar{\tau}_{se} = 2,1 \times 1,5 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,70 \times 10}{0,9 \times 33 \times 11,31} = 0,527 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,527 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- *Influence de l'effort tranchant aux appuis :*

- *Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,313) :*

$$V_{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\underline{\text{A.N.}}: V_{\max} = 17,70 \text{ KN} \quad ; \quad 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 25 = 550 \text{ KN}$$

17,70 KN < 550 KN *Condition vérifiée.*

- *Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A, 5,321) :*

On doit vérifier :
$$A_{app} \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\underline{\text{A.N.}}: A_{app} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17,70 \times \frac{-4,80 \times 10^2}{0,9 \times 33}}{34,8} = -8,22 \text{ cm}^2$$

3,39 cm² > -8,22 cm² *Condition vérifiée.*

III-5-8) Vérifications à l'ELS :

- *Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3) :*

Aucune vérification à effectuer pour les aciers, car la poutre palière se situe à l'intérieur de la construction, par conséquent, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- *Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art B.6.5, 1) :*

➤ *Aux appuis :*

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3,50 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 34,69 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{34,69}{36,02} = 0,96 \text{ MPa} \\ 0,96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *En travée :*

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{8,47 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 83,94 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{83,94}{36,02} = 2,33 \text{ MPa} \\ 2,33 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} = \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{Hauteur de la poutre.} \\ \mathbf{L} : \text{Longueur libre de la plus grande travée.} \\ \mathbf{f_e} : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \\ \mathbf{A} : \text{Section d'armature en travée.} \\ \mathbf{M_t} : \text{Moment max en travée.} \\ \mathbf{M_0} : \text{Moment max isostatique.} \end{array}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{16} &= 0,0625 \\ \frac{h}{l} &= \frac{35}{310} = 0,113 \\ 0,113 &> 0,0625 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{trav}}{10.M_0} &= \frac{11,66}{10 \times 13,72} = 0,085 \\ \frac{h}{l} &= \frac{35}{310} = 0,113 \\ 0,113 &> 0,085 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 \\ \frac{4,2}{400} = 0,0105 \\ 0,0041 \leq 0,0105 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les trois conditions sont toutes vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc on adopte les armatures calculées à l'ELU car sont vérifiées à l'ELS.

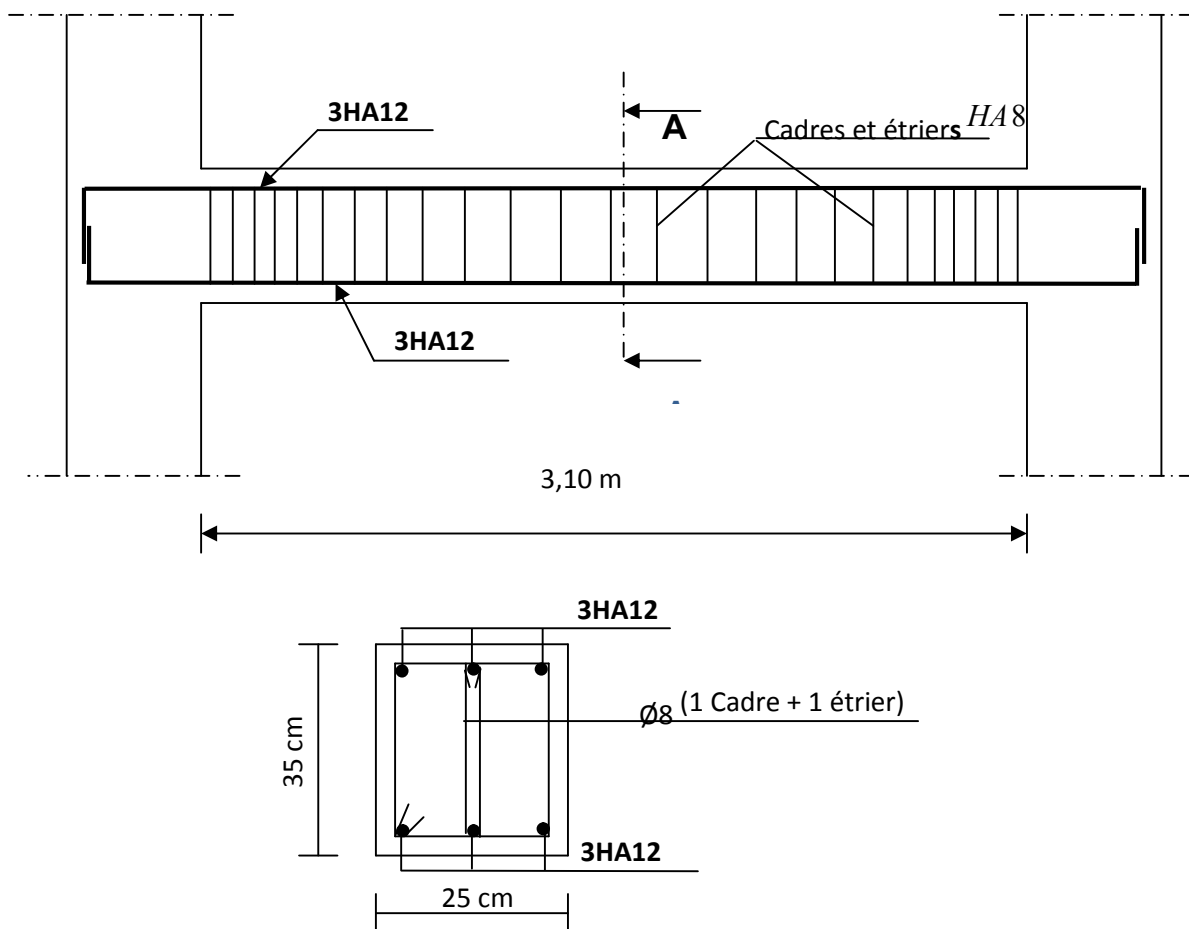


Figure 35: ferrailage de la poutre palière

III-6) Calcul de la salle machine (L'ascenseur) :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie .
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids

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

III-6-1) Charge nominale, la surface et le poids total :

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal

Charge : 600 kg = 6,00 KN \Rightarrow 6 personnes

Poids total La surface : $Q = 9$ tonnes = 90KN

La surface de la cabine : 2,48 m²

La vitesse : $V = 1$ m /s

III-6-2) Dalle simplement appuyée supportant une charge répartie sur un rectangle concentrique ou non

Soit p la charge totale appliquée au centre de la plaque; les moments engendrés par cette charge se calculent aux moyens d'abaques (obtenus par la méthode de Ritz).

On détermine les cotés u et v de la surface d'impact au feuillet moyen ; on calcule les coefficients $\frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ à partir de ces trois données, les abaques fournissent deux coefficients M_1 et M_2 qui permettent de calculer les moments par les formules suivantes :

$$M_x = (M_1 + v.M_2).p$$

$$M_y = (M_2 + v.M_1).p$$

- **A l'ELU :** $M_{xu} = M_1 \cdot p_u$ $M_{yu} = M_2 \cdot p_u$
- **A l'ELS :** $M_{xser} = (M_1 + 0,2.M_2).p_{ser}$ $M_{yser} = (M_2 + 0,2.M_1).p_{ser}$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, on réduit les valeurs trouvées ci-dessus pour les moments en travée, et on calcule les moments sur appuis .

On adopte, en général, les valeurs suivantes pour les planchers et les constructions similaires :

- si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
Moments en travée : $0,75.M_x$ ou $0,75.M_y$

Moments d'encastrement pour les petits et les grands cotés : $0,50.M_x$

- si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- moments en travée : $0,85.M_x$ ou $0,85.M_y$
- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,35.M_x$ (appui rive)
 $0,50.M_x$ (autre appui)
- moment d'encastrement pour les petits cotés : $0,50.M_x$

III-6-3) Calcul de la dalle pleine :

1) Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée,

2) Calcul des moments :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises { des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

• La diffusion de la charge :

La dalle repose sur 4 appuis, Elle est soumise à une charge localisée concentrique avec : $L_x = 1,55$ m et $L_y = 1,60$ m

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{l_{max}}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA99 version 2003, donc on prend une épaisseur de 15 cm.

3) Calcul du panneau à l'ELU :

❖ Calcul des efforts :

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

• Principe de la méthode :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que le panneau soit simplement appuie, on définit :

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec : $l_x < l_y$

- Si $\rho < 0.4$; le panneau travaille dans un seul sens (l) au centre de la dalle pour une bande de 1 m de largeur.

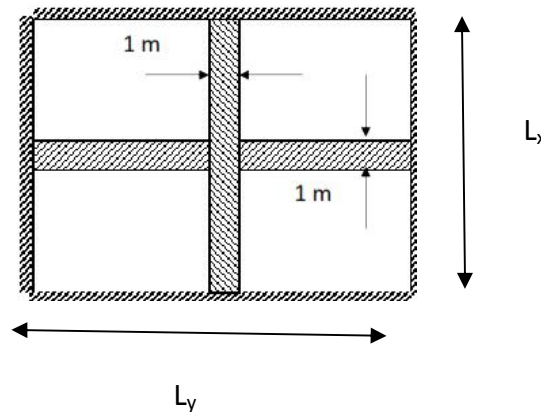
Avec :
$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

- Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau de dalle travaille dans les sens.

- Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

- Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y q l_y^2$

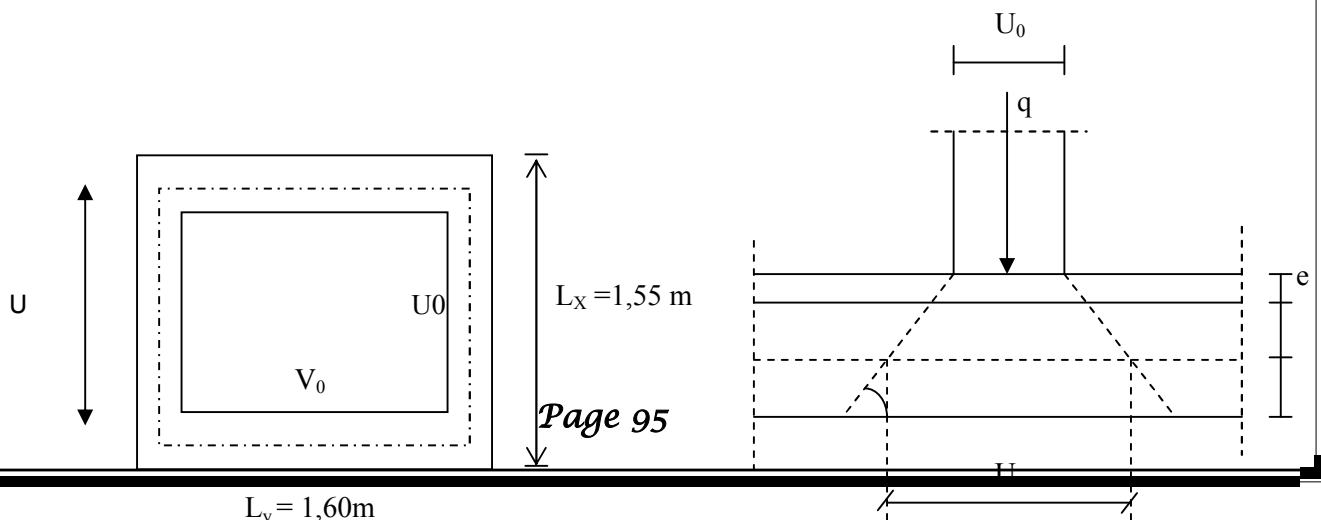
u_x et u_y : coefficient multiplicateur donnée en fonction de rapport r_x et du coefficient de poisson ν tel que $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0.2$ à l'ELS



• Application :

q: charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u , v : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton



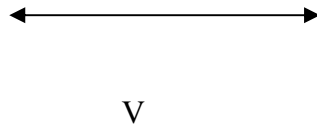


Figure 36-schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$$\begin{cases} u = u_0 + k \cdot e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ v = v_0 + k \cdot e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = 100 \text{ cm}$; $v_0 = 100 \text{ cm}$).

❖ *Calcul des efforts :*

$$\begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{155}{160} = 0,968 & 0,4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.} \\ \frac{U}{L_x} = \frac{125}{155} = 0,80 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{125}{160} = 0,78 \end{cases}$$

III-6-4) Détermination de la charge concentrée P :

La charge P est déterminée à l'ELU et a pour valeur :

$$P = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN / ml}$$

III-6-5) Détermination des moments M_1 et M_2 :

Pour déterminer M_1 et M_2 , doit faire une interpolation double ρ est compris entre deux valeurs : $0,9 > \rho < 1$

d'après les abaques de **PIGEAUD** on a :

$$\text{Pour } \rho = 0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,063 \end{array} \right.$$

$$M_2 = 0,050$$

$$\text{Pour } \rho = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,054 \\ M_2 = 0,055 \end{array} \right.$$

Après interpolation on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,8 \\ \frac{U}{L_y} = 0,78 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,063 \\ M_2 = 0,050 \end{array} \right.$$

III-6-6) Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} :

- *Calculé à l'ELU : $\nu = 0$*

$$P = 1,35P = 1,35 \times 9 = 12,15 \text{ t} = 121,5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } M_{x1} = P M_1 = 121,5 \times 0,063 = 7,654 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P M_2 = 121,5 \times 0,050 = 6,075 \text{ KN.m}$$

1) Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie :

- *Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,968 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,968 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{array} \right.$$

- *Poids propre de la dalle :*

$$G = \gamma_b x h_0$$

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN / m}^2$$

- *Combinaison de charges :*

$$q_u = 1,35xG + 1,5xQ = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,563 \text{ KN / mL}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0393 \times 6,563 \times (1,55)^2 = 0,62 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,934 \times 0,62 = 0,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,654 + 0,62 = 8,274 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,075 + 0,58 = 6,655 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de -0,3 aux appuis.

✚ *Sens lx :*

❖ *Aux appuis :* $M_x^a = -0,3 \times 8,274 = -2,48 \text{ KN.m}$

❖ *En travées :* $M_y^t = 0,85 \times 8,274 = 7,03 \text{ KN.m}$

✚ *Sens ly :*

❖ *Aux appuis :* $M_x^a = -0,3 \times 6,655 = -2,00 \text{ KN.m}$

❖ *En travées :* $M_y^t = 0,85 \times 6,655 = 5,66 \text{ KN.m}$

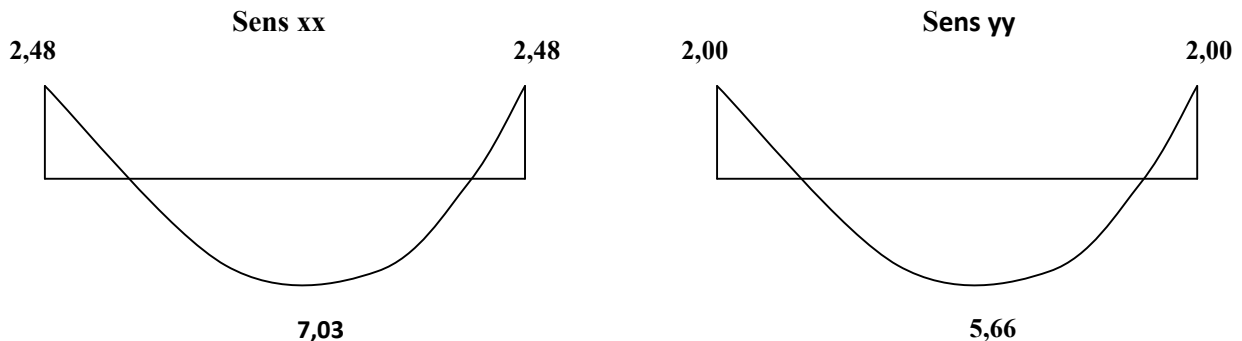


Figure 37 : Les moments dans les 02sens

2) *Ferraillage à l'ELU :*

Le calcul se fait pour une bande de 1m

✚ *Sens lx :*

❖ *Aux appuis :*

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,48 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{2,48 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : St} = 25 \text{ cm}$$

❖ **En travées :**

$$\mu = \frac{7,03 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \text{S.S.}\mathcal{A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{7,03 \times 10^3}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : St} = 25 \text{ cm}$$

✚ **Sens ly :**

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,00 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \text{S.S.}\mathcal{A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{2,00 \times 10^3}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : St} = 25 \text{ cm}$$

❖ **En travées :**

$$\mu = \frac{5,66 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.}\mathcal{A}$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{5,66 \times 10^3}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : St} = 25 \text{ cm}$$

3) **Vérification à L'ELU :**

a) **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,968$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,968)}{2} = 1,22 \text{ cm}^2$$

✚ Sens l_x :

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ OK
- En travées : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ OK

✚ Sens l_y :

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ OK
- En travées : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2$ OK

b) Diamètre minimale des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ **condition vérifiée.**

c) Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

- Armatures // à l_x : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Armatures // à l_y : $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$.

- $25 < 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

d) Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121,5}{(3 \times 1,25) + 1,25} = 24,3 \text{ KN.}$$

Au milieu de $V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 32,4 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{24,3}{1 \times 0,135} = 180 \text{ KN/m}^2 = 0,18 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}.$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est récusée.

o *calcul à l'ELS :*

1) *Moments engendrés par le système de levage :*

$$M_{0x1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{0y1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec : $q_s = G = 90 \text{ KN}$.

$$v = 0,2.$$

Donc : $M_{0x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,063 + 0,2 \times 0,050) = 6,57 \text{ KN.m}$

$$M_{0y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,050 + 0,2 \times 0,063) = 5,63 \text{ KN.m}$$

2) *Moments engendrés par le poids propre de la dalle :*

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1,00 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0393 \times 4,75 (1,55)^2 = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y2} = \mu_y M_{0x2} = 0,934 \times 0,45 = 0,42 \text{ KN.m}$$

3) *Superposition des moments :*

$$M_{0x} = M_{0x1} + M_{0x2} = 6,57 + 0,45 = 7,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0y1} + M_{0y2} = 5,63 + 0,42 = 6,05 \text{ KN.m}$$

- **Remarque:** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0,85 et 0,3 aux appuis.

✓ *Moment en travée :* $M_t = 0,85 M$

$$M_{xt} = 0,85 M_{0x} = 5,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 M_{0y} = 5,14 \text{ KN.m}$$

✓ *Moment aux appuis :* $M_a = -0,3 M$

$$M_{xa} = -0,3 M_{0x} = -2,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 M_{0y} = -1,82 \text{ KN.m}$$

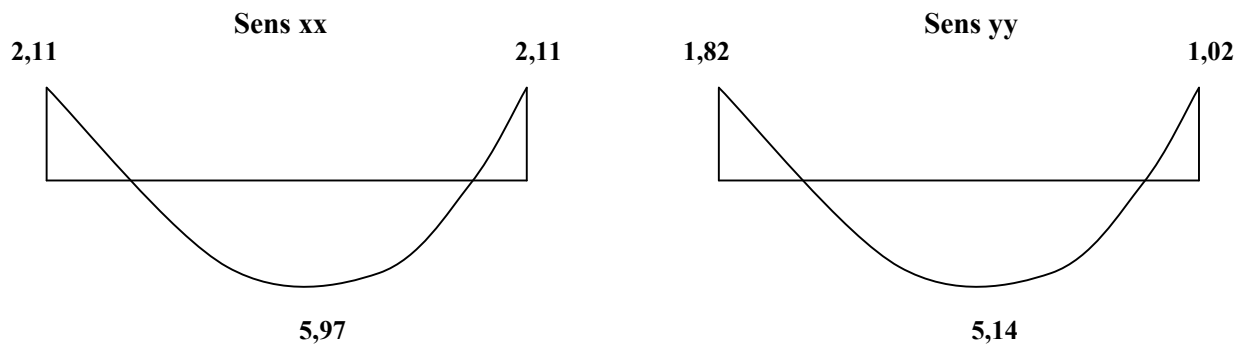


Figure 38: Les moments dans les 02 sens

4) Ferrailage :

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs a ceux calculés a L'ELU, nous garderons le même ferrailage.

o Vérification à L'ELS :

1) Contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x :(sens le plus défavorable).

- Aux appuis : $M_a = 2,48 \text{ KN m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,15 \quad \Rightarrow \quad k = 0,016 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,48 \times 10^6}{0,936 \times 135 \times 2,01 \times 10^2} = 95,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 95,73 = 1,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- En travée : $M_t = 7,034 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13,5} = 0,15 \quad k = 0,016 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7,03 \times 10^6}{0,936 \times 135 \times 2,01 \times 10^2} = 276,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 276,80 = 4,43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \textit{condition vérifiée}$$

Remarque : les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

2) *Etat limite de fissuration :*

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

3) *Condition de non poinçonnement :*

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen .

$$U_c = 2(U+V) = 2(125+125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}.$$

$$N_u = 121,5 < 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 5 = 562,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

III-6-) Ferraillage : on a le même ferraillage dans les deux sens :

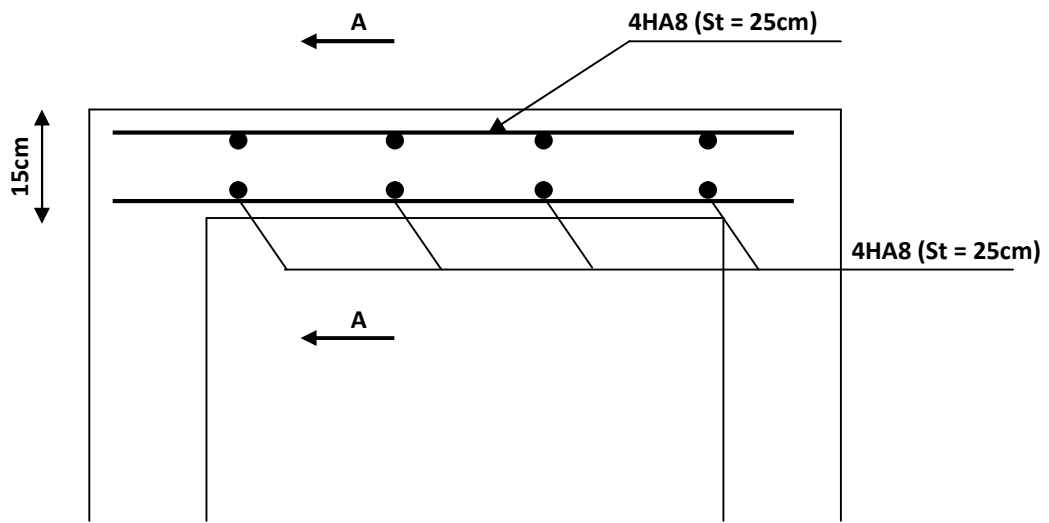


Figure 39 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine

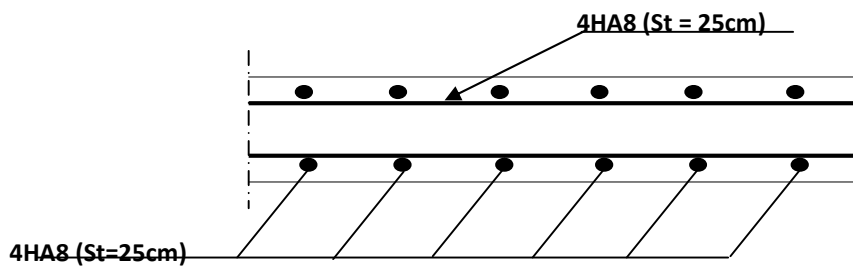
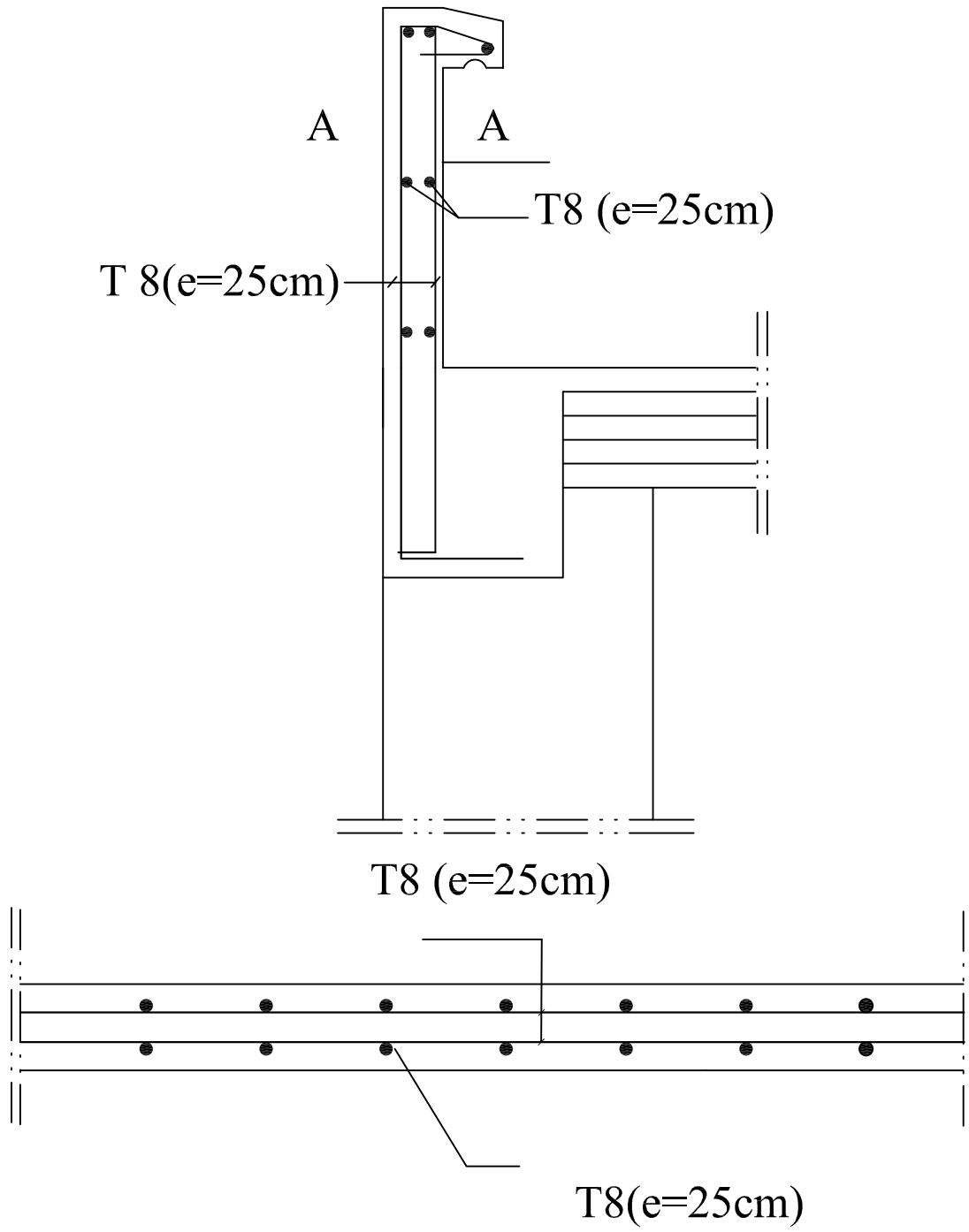


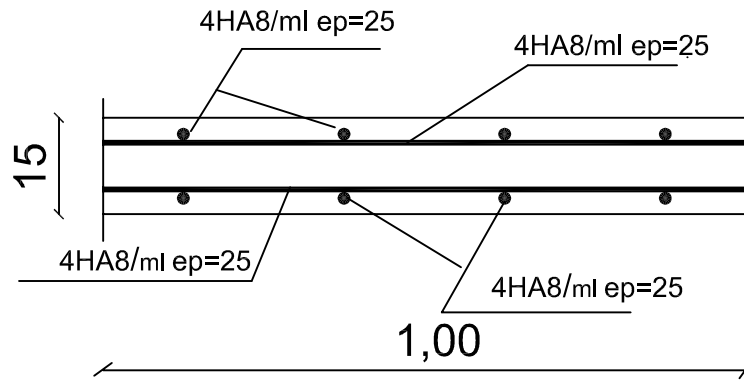
Figure 40 : coupe A-A



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE: Coffrage et ferrailage acrotère	ETUDIE PAR : Melle: MOKDES louiza Melle; FERHAT fazia	
	DIRIGE PAR : Mr:	
ECHELLE 1:100	PLANCHE N° 01	PROMOTION 2011-2012

sens x-x



sens y-y

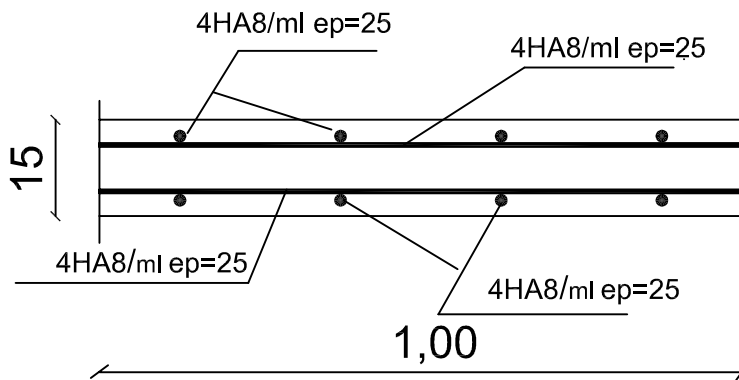


FIGURE :5

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUK MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle: MOKDES louiza
M elle: FERHAT fazia

DIRIGE PAR :

Mr

TITRE:

Plan de ferrailage de la dalle
pleine de la salle de machine

PROMOTION 2011-2012

PLANCHE N°

ECHELLE: 1/50

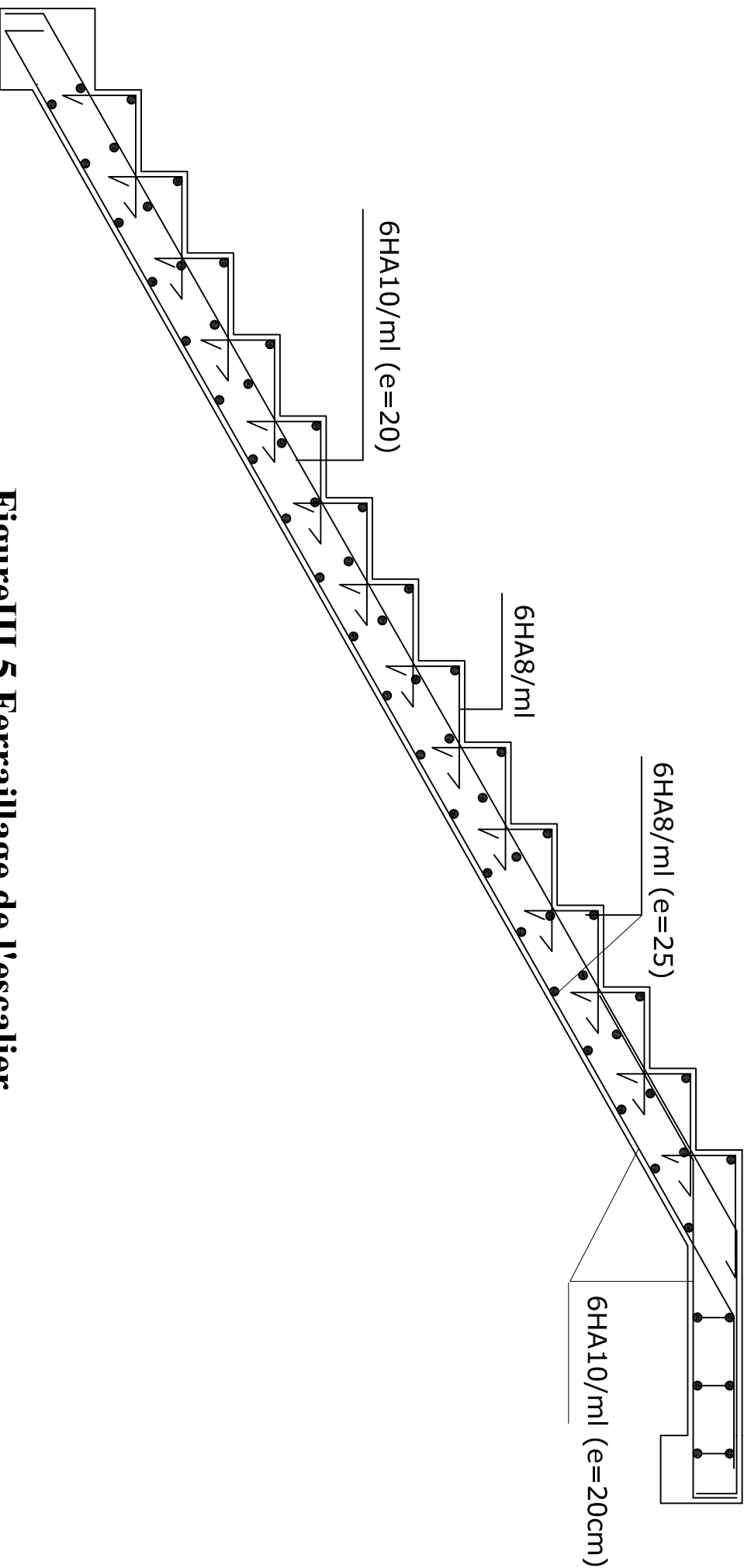
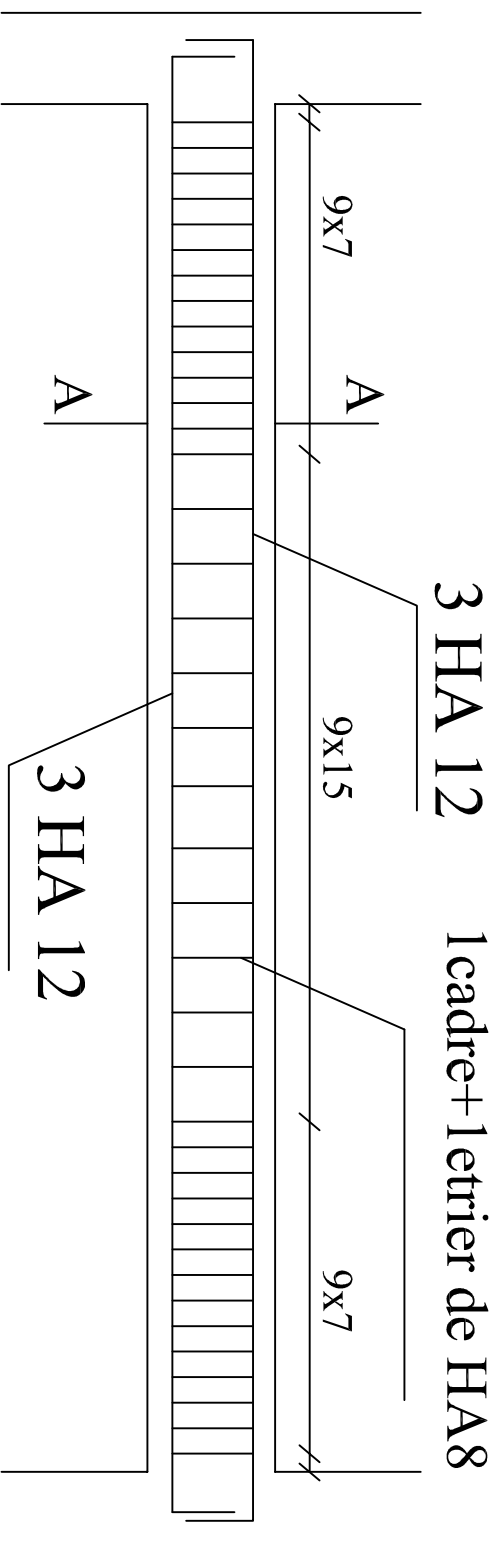
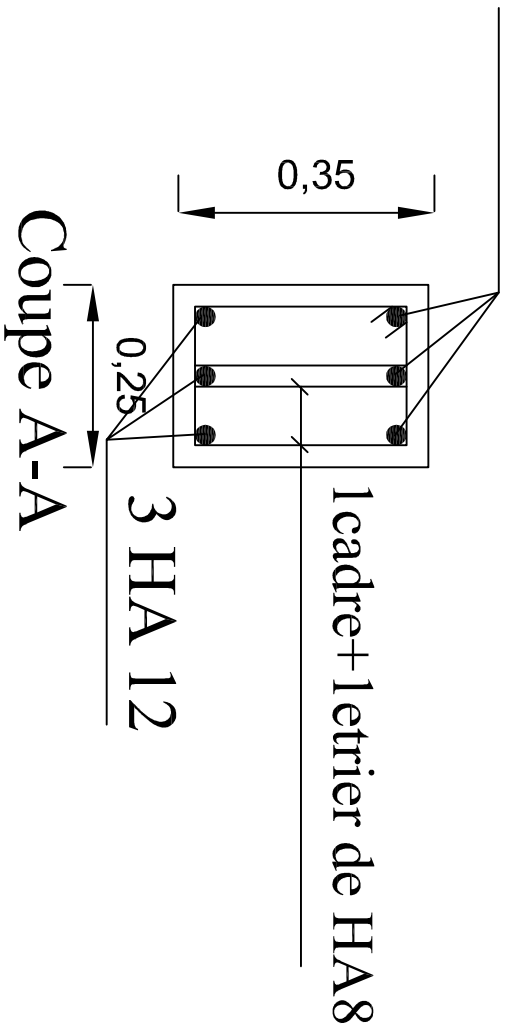


Figure III.5. Ferrailage de l'escalier



3 HA 12



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE: Coffrage et ferrailage Poutre palière	ETUDE PAR: Melle: MOKDES Iouiza Melle: FERHAT fazia DIRIGE PAR: Mer:	
ECHELLE	PLANCHE N° 05	PROMOTION 2011-2012

INTRODUCTION :**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 **DAO** tel que **AUTOCA**

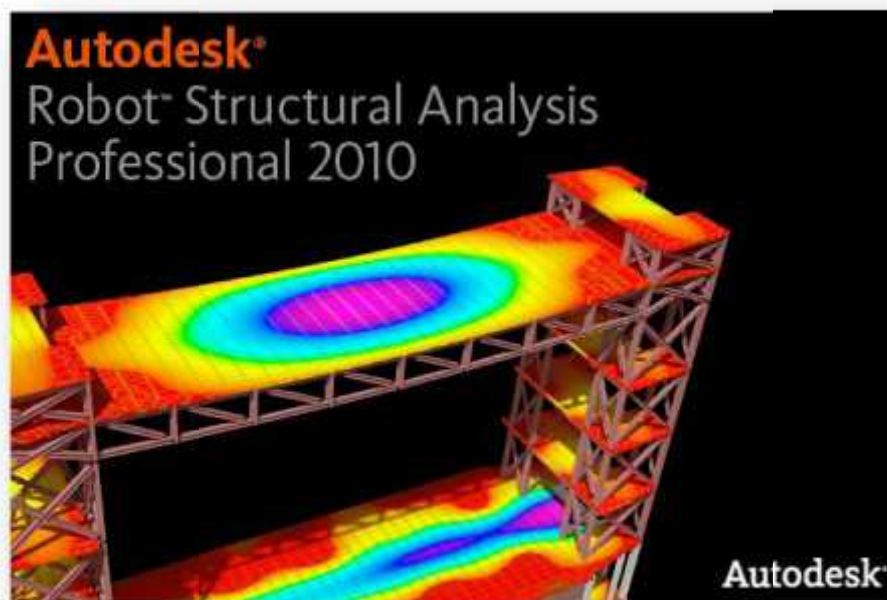


Figure 1) : Page d'accueil du logiciel ROBOT

IV-2) Etapes de calcul à suivre dans Robot :

IV-2-1) Choix du type de structure :

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.

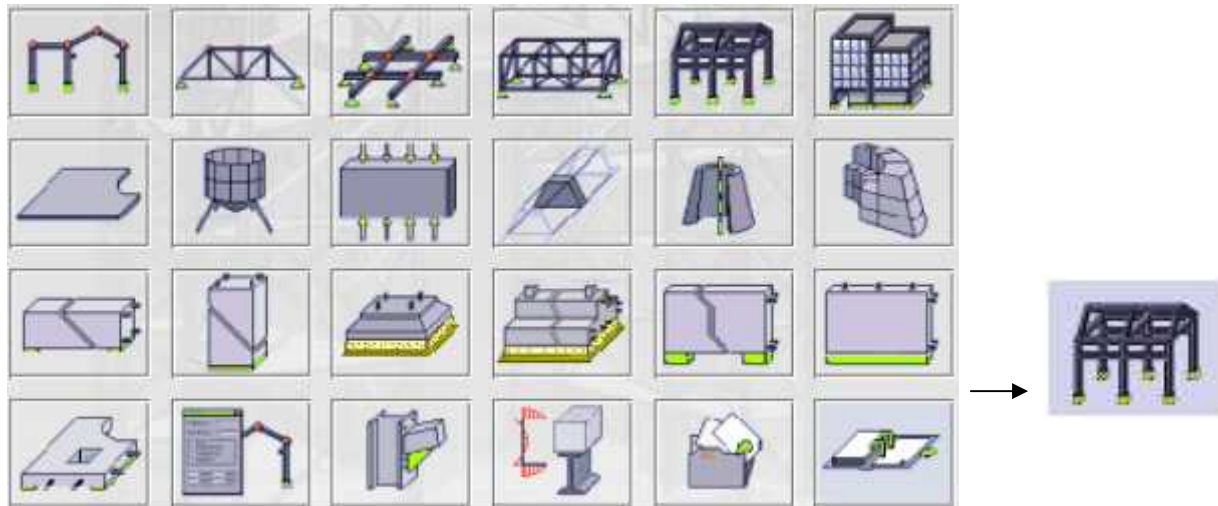




Figure 2) : Choix de la structure à étudier.

IV-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. On clique sur l'icône  et .

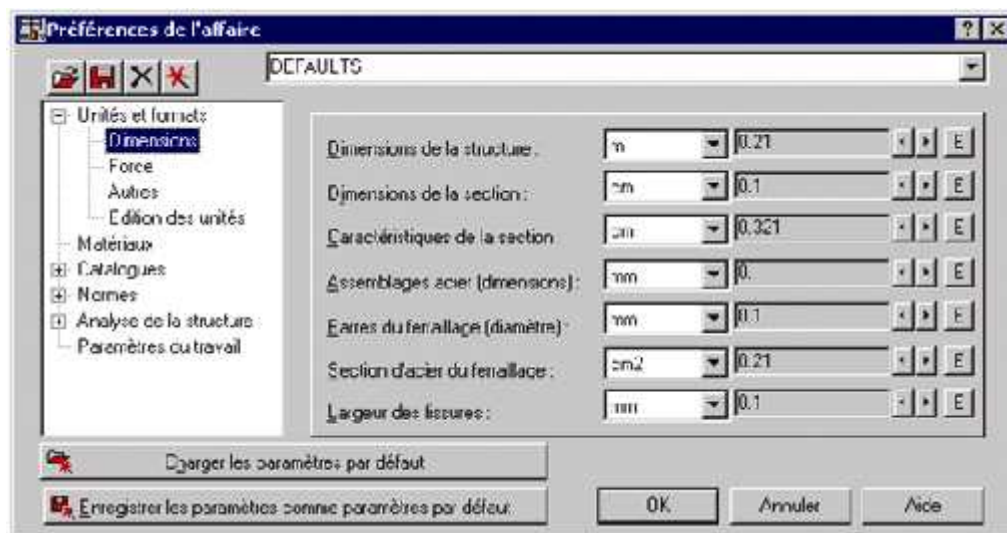


Figure 3 : Préférences de l'affaire



❖ 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.

IV-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 4) : Lignes de construction.

IV-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.

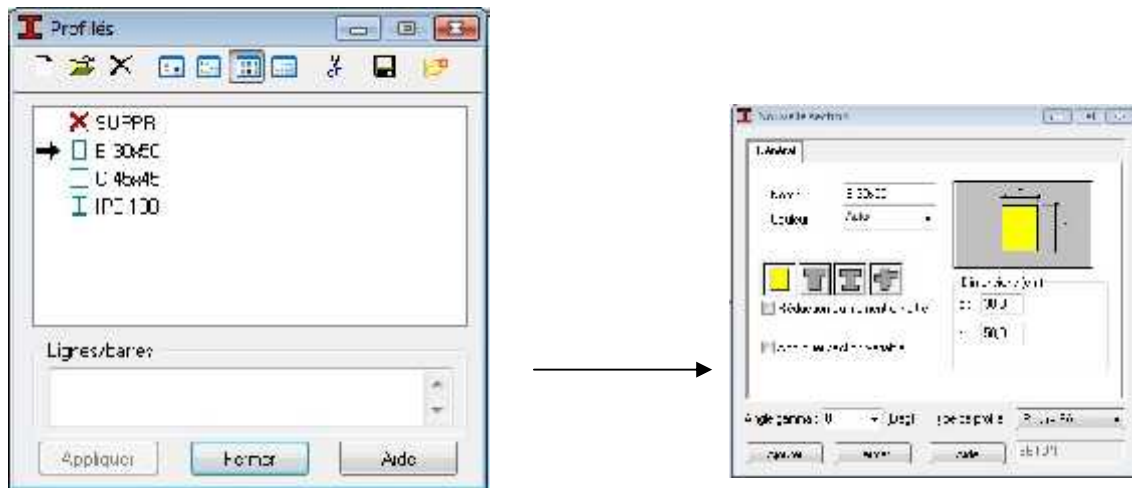


Figure 5) : Choix des profilés des barres

1-2-5) 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.



Figure 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**.

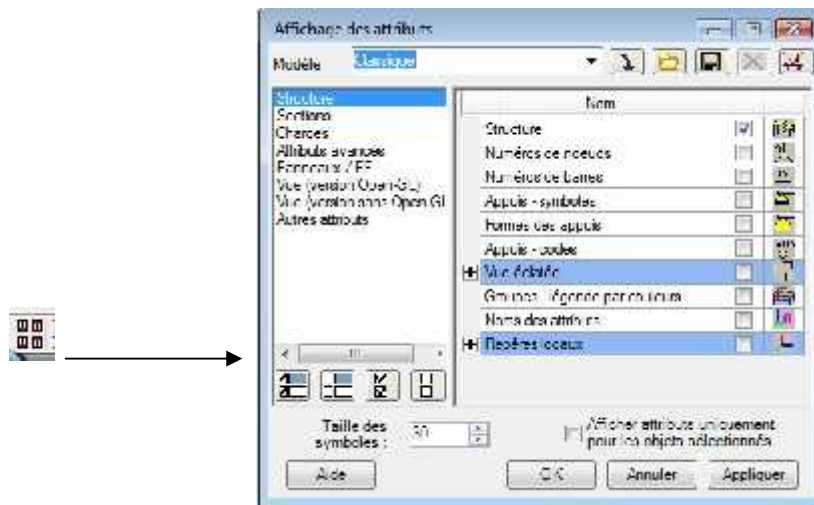
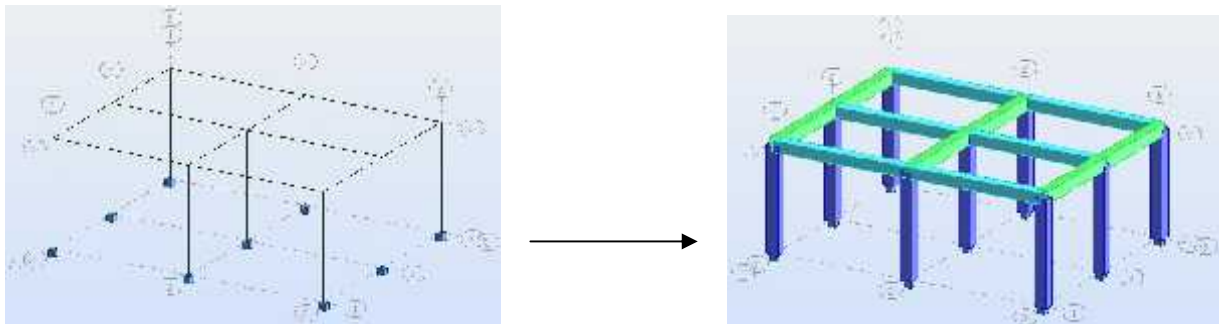


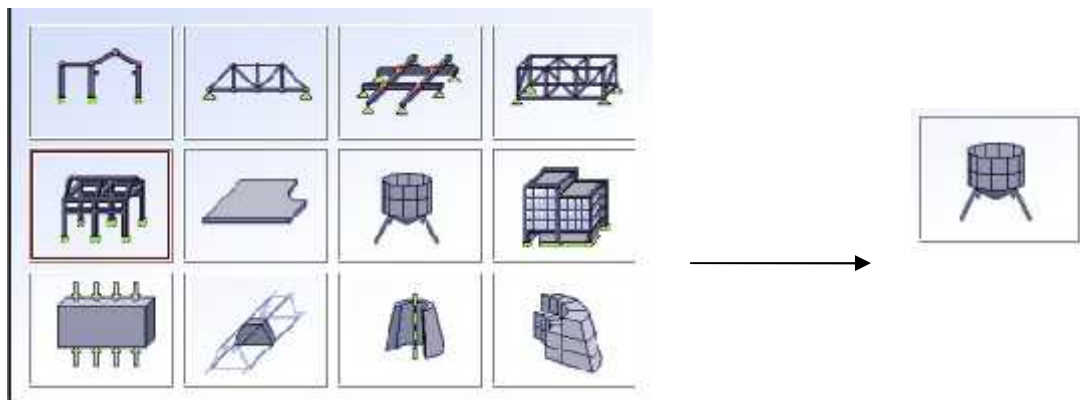
Figure 7) : Boîte de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :



IV-2-6) Définition des voiles de contreventement :

Dans le menu « **structure** », « **type de structure** », on choisit la case « **étude d'une coque** »



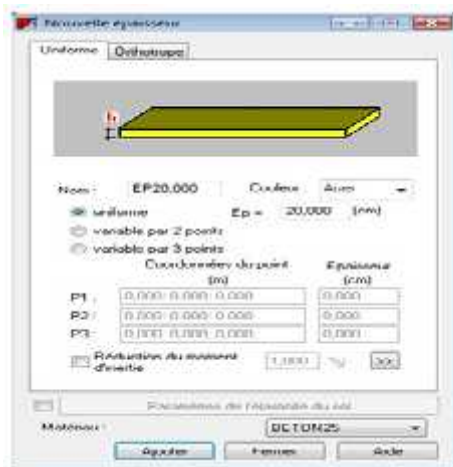


Figure 8) : Définition des voiles.

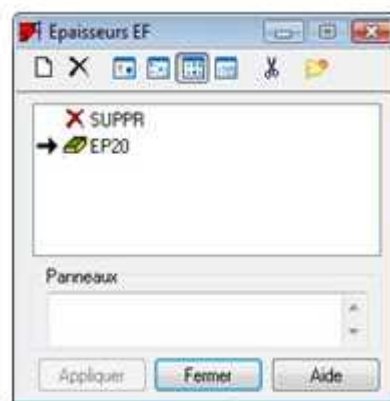




Figure 9) : Epaisseur des voiles.

Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » de l'interface **ROBOT** 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.

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 « **Polyligne-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.

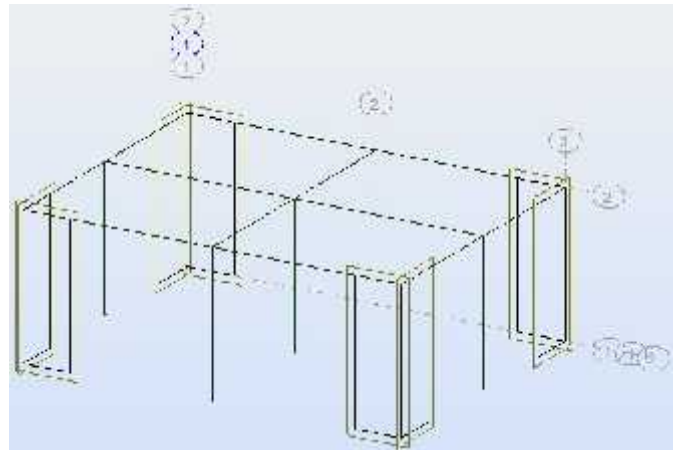
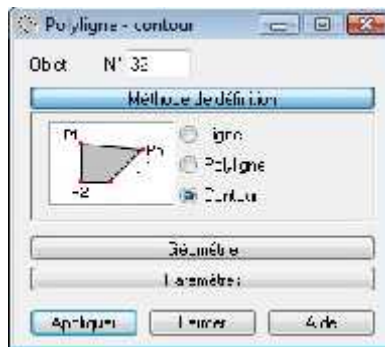



Figure 10) : Définition des contours des voiles.

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.

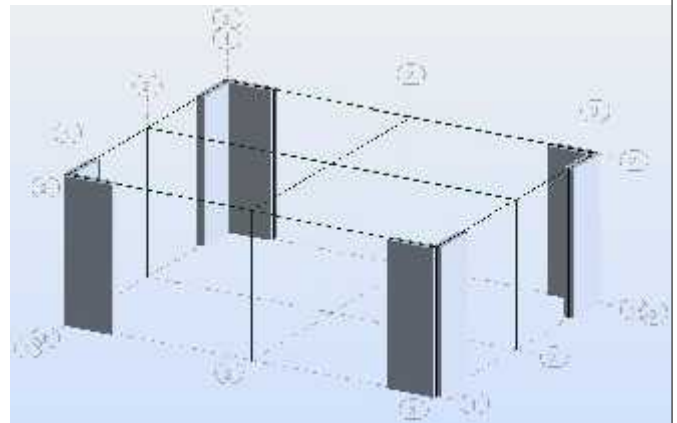
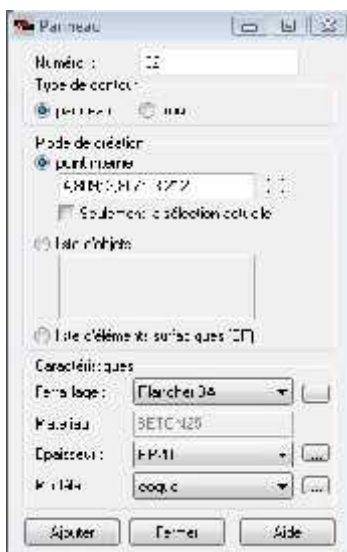


Figure 11 : Définition des panneaux.


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.



Figure 12 : Choix de la présentation.

IV-2-7) Définition 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 encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

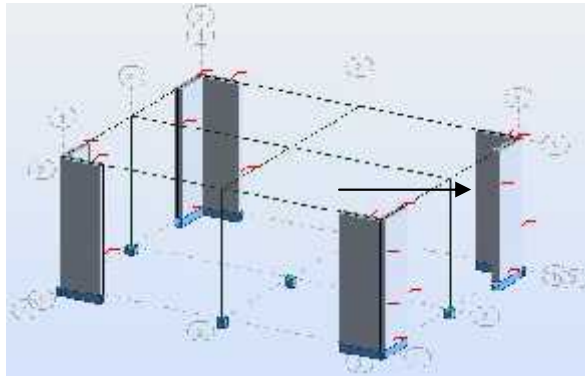



Figure 13) : Définition des appuis

IV-2-8) le choix de nœud maître et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître 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 maîtres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maître 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.

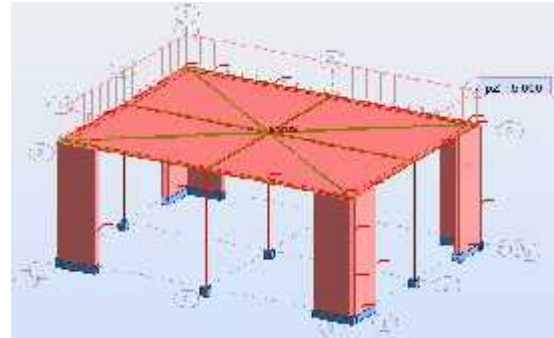
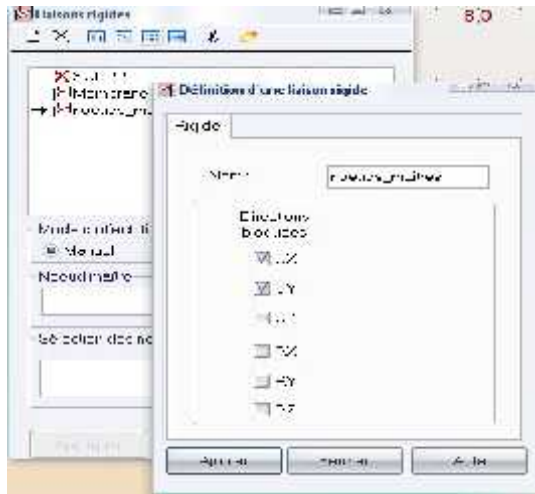


Figure 14) : liaison rigide

IV-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 :

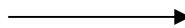


Figure 15) : Définition des charges.

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



Figure 16) : Définition des charges.

IV-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.



Figure 17 : 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** » :

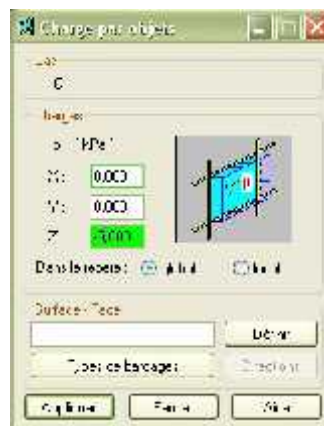


Figure 18) : Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

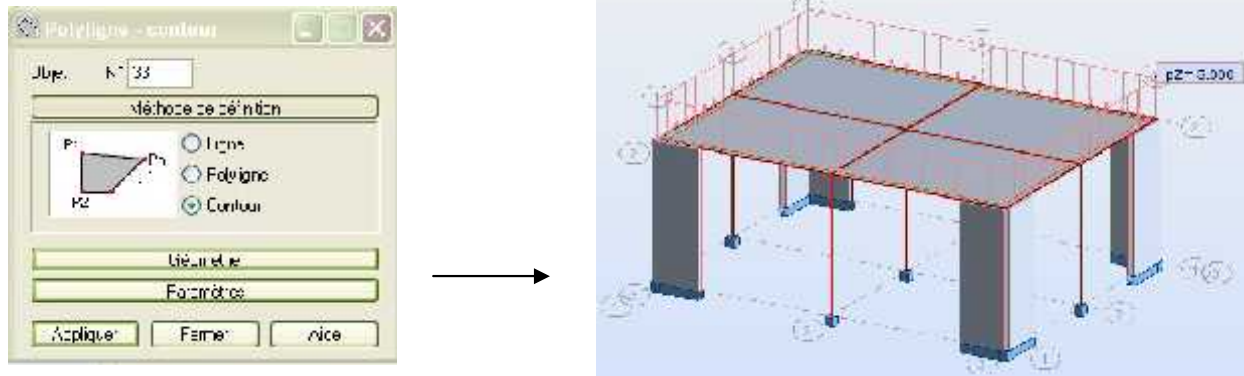


Figure 19) : Application des charges surfaciques.

IV-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.



Figure 20) : 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.

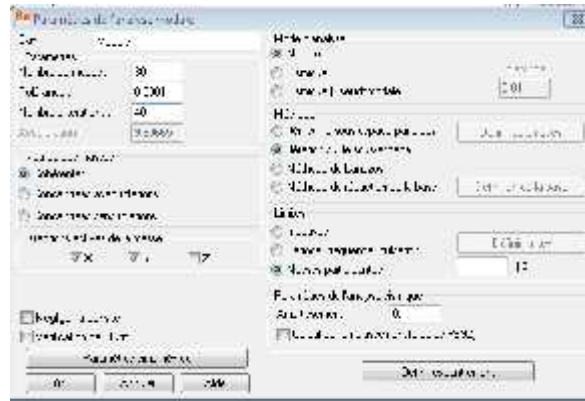
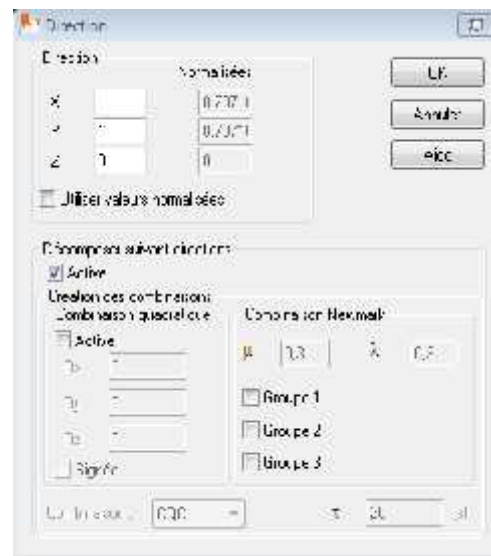
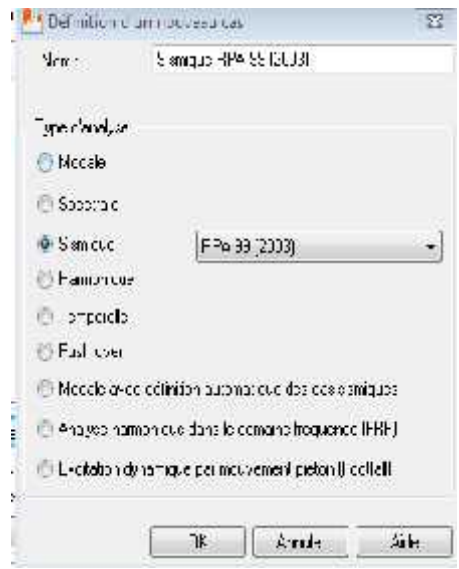


Figure 21) : Définition des charges dynamiques.

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 ».



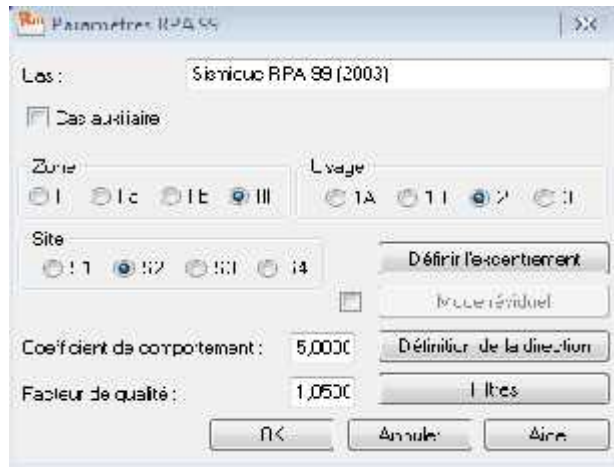



Figure 22) : Définition des paramètres RPA.

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 ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

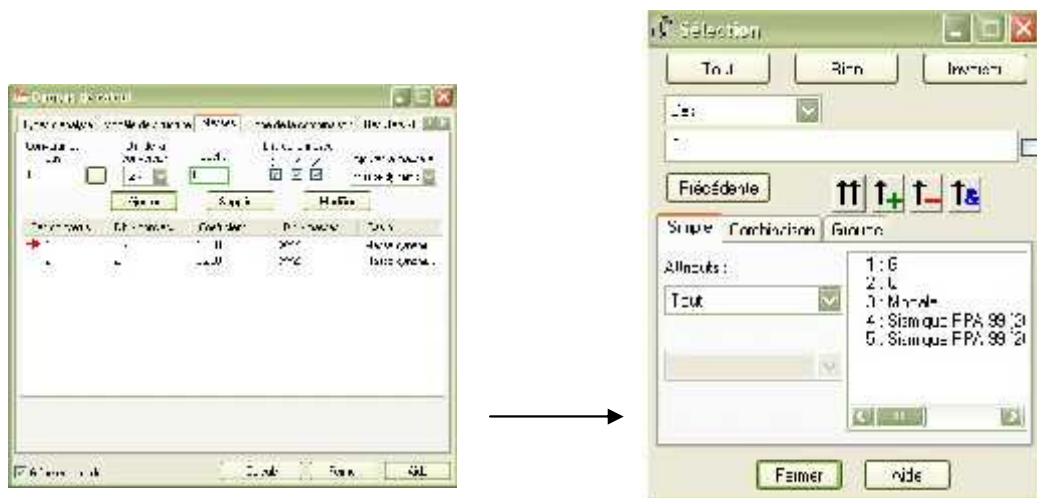



Figure 23) : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations

IV-2-12) Les combinaisons d'actions : Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

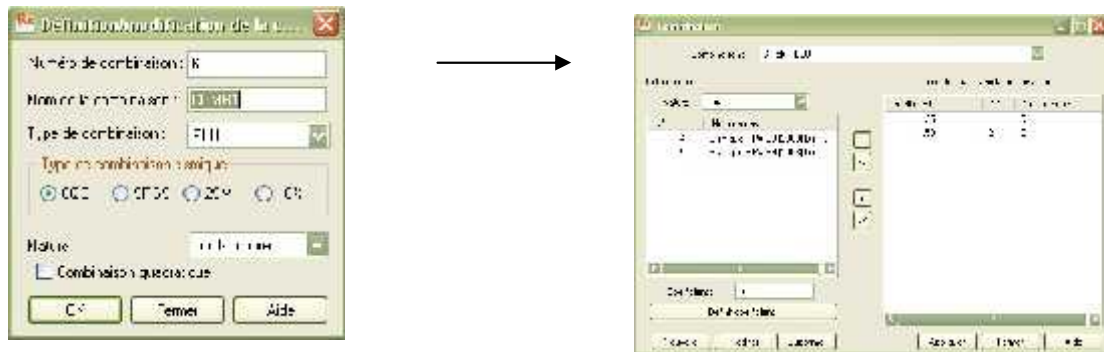


Figure 24) : définir les combinaisons d'actions

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

IV-3) 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.



Figure 25) Vérification de la structure.

Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

IV-4) 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, dès 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.

Figure 26) : Tableau de donnée et de résultats



VI-5) 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	1,478	0,677	0,303	63,056	#inc#	0,303	63,056	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 2	1,681	0,595	29,054	63,458	#inc#	28,752	0,401	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 3	1,797	0,556	63,968	65,138	#inc#	34,914	1,861	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 4	3,804	0,172	64,217	79,859	#inc#	0,050	14,722	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 5	6,654	0,150	67,613	79,887	#inc#	3,801	0,023	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 6	7,149	0,140	79,155	79,974	#inc#	11,336	0,063	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 7	8,363	0,120	79,169	79,974	#inc#	0,014	0,001	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 8	8,377	0,119	79,358	79,973	#inc#	0,189	0,001	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0
3/ 9	9,970	0,100	79,368	79,973	#inc#	0,011	0,001	#ind#	3597613,803	3597613,803	0,0

Figure 27) :

Pour afficher les valeurs maximales et minimales, on clique sur "extrêmes globaux"

	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	24,278	0,077	85,428	88,488	41,104	34,914	89,158	4,104	3597613,803	3597613,803	0,0
Case	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
MIN	1,178	0,851	0,303	63,056	79,974	0,000	0,000	79,974	3597613,803	3597613,803	0,0
Case	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	70	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Figure 28) : Affichage des périodes.

IV-6) 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]	HX [Rad]	HY [Rad]	HZ [Rad]
MAX	1,394	1,030	0,161	0,734	0,621	0,001
Nœud	1011	2007	12020	18160	11181	2108
Case	4	11 (C) (CCC)	4	8 (C)	8 (C)	4
Mode	CCC	CCC	CCC	CCC	CCC	CCC
MIN	-1,370	-0,977	-0,420	-0,735	-0,813	-0,001
Nœud	4041	1030	10480	14443	14886	2487
Case	12 (C) (CCC)	12 (C) (CCC)	0 (C)	0 (C)	0 (C)	12 (C) (CCC)
Mode						

Figure 29) : Affichage des déplacements extrêmes des nœuds.

IV-7) Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (**flèche des barres**).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,003	0,014	0,099
Barre	274	379	734
Cas	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode			
MIN	0,006	0,021	0,119
Barre	281	855	882
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode			

Figure 30) : Affichage des flèches.

IV-8) Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment en cochant (**réactions**).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	343,304	98,879	1036,879	36,343	19 914	12,517
Noeud	11026	9993	141	10947	11026	11026
Cas	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-300,123	-50,842	-533,668	-19,229	-16 599	-1,828
Noeud	11026	9994	177	10958	133	11026
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	6 (C)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode						

Figure 31) : Affichage des réactions d'appuis.

IV-9) Affichage des efforts internes dans les barres :

Si on veut avoir les efforts internes dans un élément de la structure, on choisit la combinaison et on clique avec le bouton droit à l'intérieur de l'éditeur graphique puis on coche "**effort**". Pour avoir les efforts dans les poteaux à l'intérieur du tableau avec un clique sur le bouton droit, on choisit "**filtre**" et on sélectionne les poteaux.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	343,304	98,879	1038,879	38,343	19,914	12,517
Noeud	11026	9993	141	10947	11026	11026
Cas	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-300,123	-50,842	-533,668	-19,229	-16,599	-1,628
Noeud	11026	9994	177	10958	133	11026
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	8 (C)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode						

Figure 32) : Affichage des efforts extrêmes dans les poteaux.

IV-10) 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.

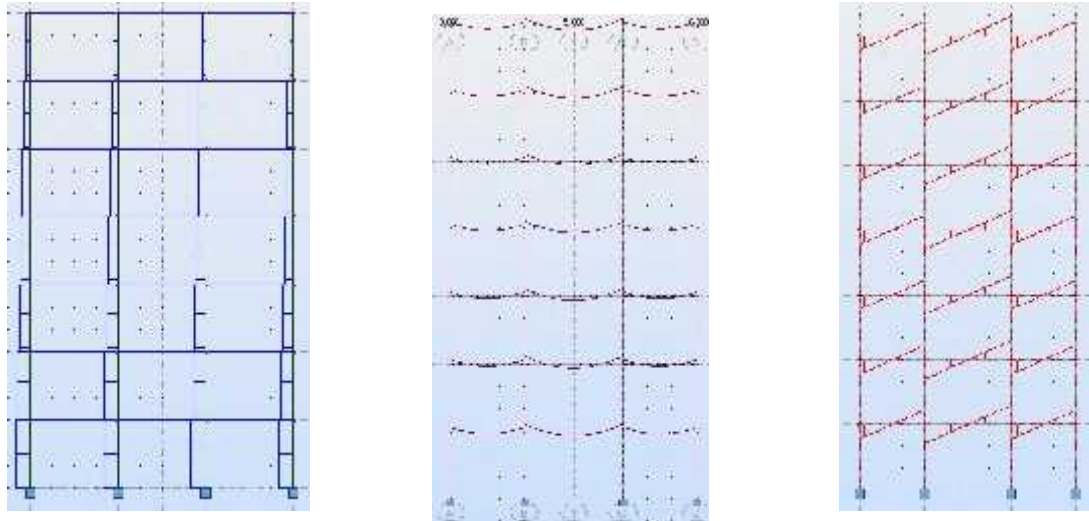


Figure 33) : les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « **déformée** », puis sur « **démarrer** ».

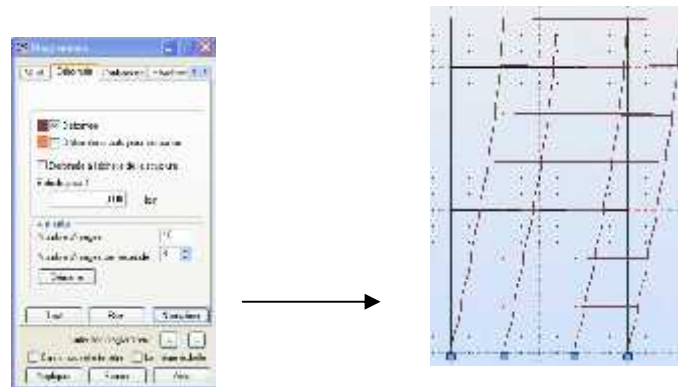


Figure 34) : déformée d'un portique

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 EL

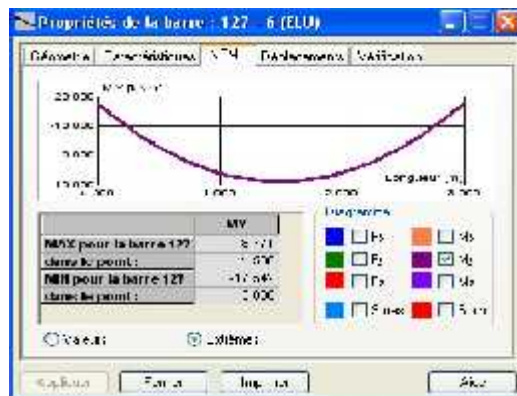


Figure 35) : Propriété d'une poutre

IV-11) les efforts dans les voiles :

Dans le menu « **résultats** » on click sur « **cartographie-panneaux** », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.

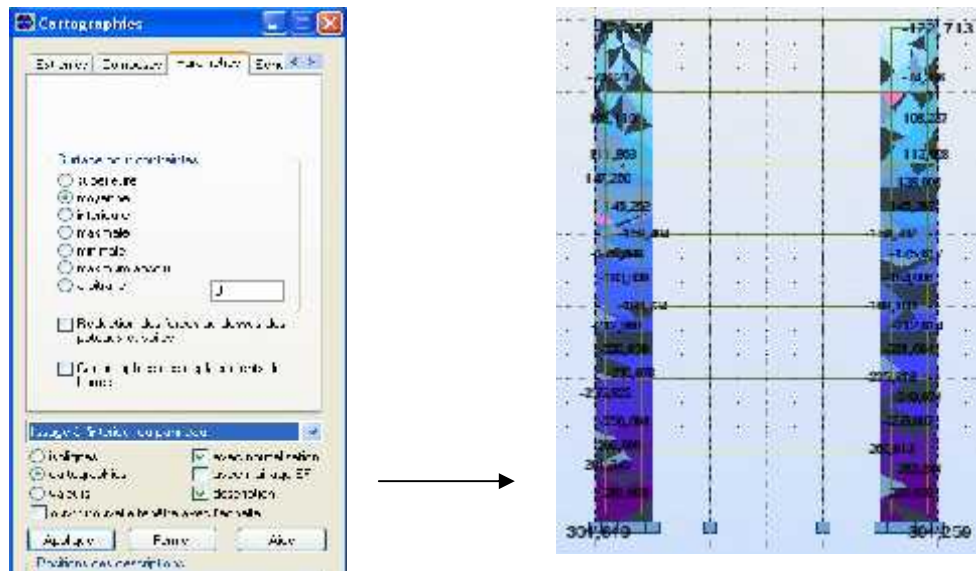


Figure 36) : Cartographie sur panneaux.

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « **résultats** », « **coupes sur panneaux** ».

IV-12) 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: **S**

Type de structure : Volumique

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 10.986 (m)

Y = 10.026 (m)

Z = 15.984 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 300022622.835 (kg*m²)

Iy = 327573631.439 (kg*m²)

Iz = 212649544.357 (kg*m²)

Masse = 2445857.645 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds	18623
Nombre de barres	1051
Eléments finis linéiques:	5786
Eléments finis surfaciques:	17588
Eléments finis volumiques:	0

Nbre de degrés de liberté stat. 110568
 Cas: 13
 Combinaisons: 8

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : *G*

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : *Q*

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : *Modale*

Type d'analyse: Modale

Conversion des charges en masses:

Cas converti	Direction de la conversion	Coefficient	Direction de la masse
1	Z -	1.000000	XY
1	Z -	0.200000	XY

Données:

Mode d'analyse : Modal
 Type de matrices de masses : Cohérente

Nombre de modes : 30
 Limites : 0.000
 Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 4 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

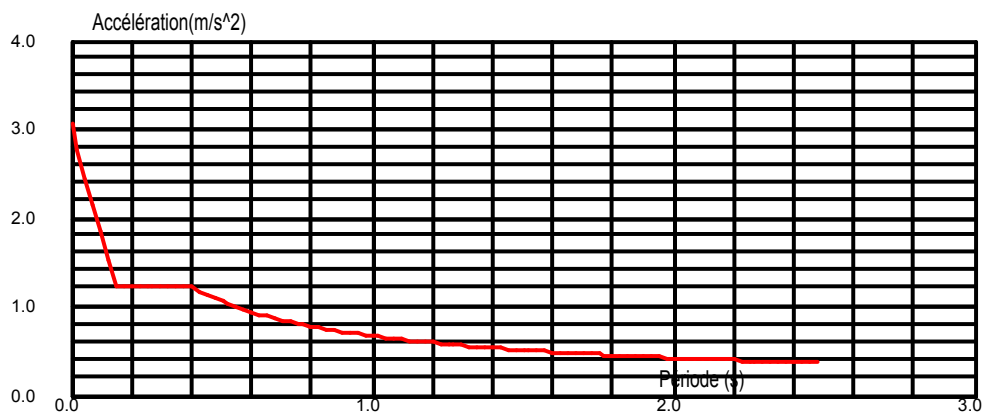
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone	:	III	
Usage	:	2	
Assise	:	S2	
Coefficient de qualité	:	1.050	
Coefficient de comportement	:	5.000	
Amortissement	:	x =	10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement:		$\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} =$	0.764
A =	0.250		
T ₁ =	0.150	T ₂ =	0.400

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

IV-12) 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.

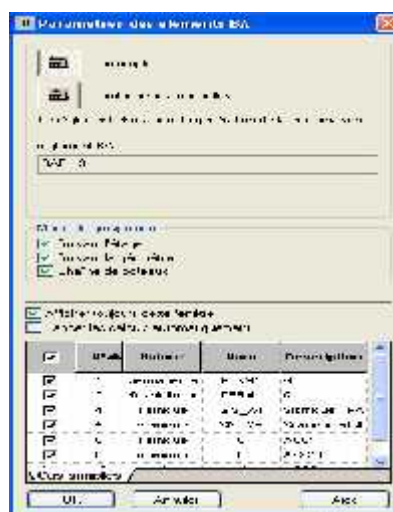
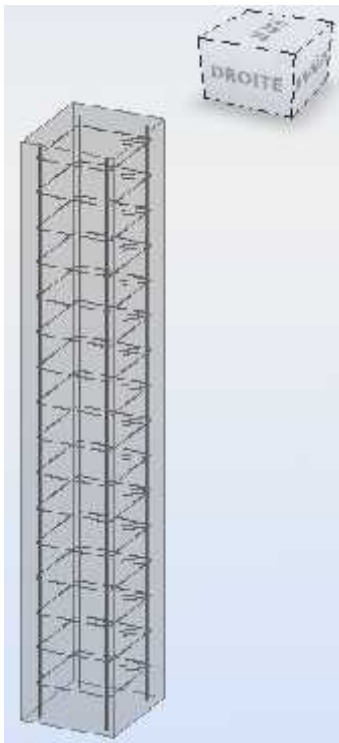


Figure 37) : Paramètre et disposition du ferrailage.

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.34**) et on coche la case « **ferrailage** » puis « **calculer** ».



Figure 38) : Calcul du ferrailage.



	IP	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
*	1	transversale	H= 400	8	31	5	A = 0,290	B = 0,340	C = 0,290	D = 0,340
	2	principale	H= 400	4	00	4	A = 3,35			
=										

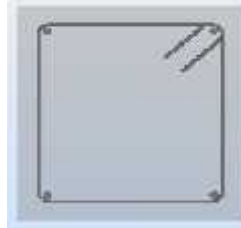


Figure 39) : ferrailage d'un poteau

Si on veut avoir le dessin complet, on click sur « **dessin** »,

Figure 40)

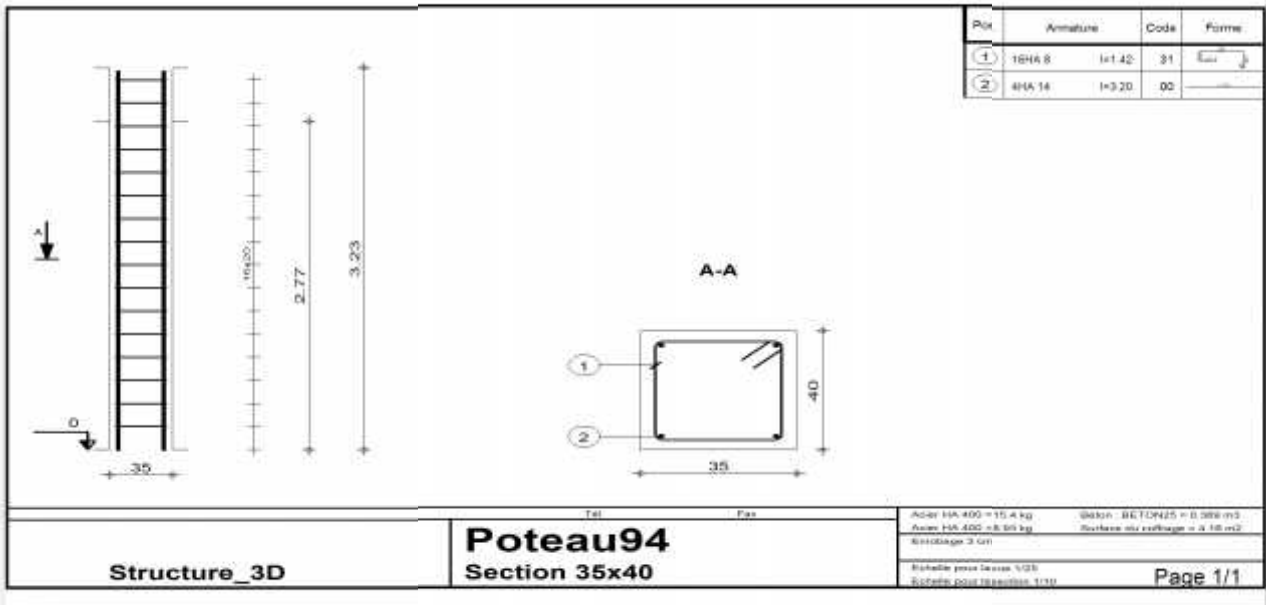


Figure 40) : Plan d'exécution.

CONCLUSION:

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel **ROBOT2010** et l'exploitation des résultats.

V-1) Caractéristiques de la structure :

1- Evaluation du poids de la structure :

Pour un bâtiment à usage d'habitation, bureaux ou assimilés, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations , [Tableau 4.5 RPA 99 version 2003].

2- les charges permanentes et les charges d'exploitations :

Eléments	Charges permanentes	Charges d'exploitations
	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
Plancher terrasse	5,23	1,00
Plancher d'étage courant	5,32	1,50
Acrotère	1,712	1,00
Balcon	5,37	3,50
Escalier	/	2,50
Maçonnerie intérieure	1,30	/
Maçonnerie extérieure	2,72	/

Tableau V-1: Charges permanentes et les charges d'exploitation.

Note :

Le poids propre des poutres, poteaux, dalles pleines et des voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel **Robot** dans la modélisation de la structure.

3- Evaluation des charges dynamiques :

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme, et pour le calculer il suffit d'introduire les paramètres appropriés à la structure dans le logiciel **Robot** qui contient dans sa base de données **le RPA 99 version 2003**.

❖ *Les paramètres du spectre :*

- Correction de l'amortissement : $\eta = [7(2 + \xi)]^{0,5} = 0,764$
 - $\xi = 7$ (le pourcentage d'amortissement critique).
 - Coefficient d'accélération de la zone : $A = 0,250$
 - Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :
 $T1 = 0,150$; $T = 0,400$
 - Zone d'implantation : **Zone(III)**
 - Groupe d'usage : groupe 2 (usage d'habitation).

Coefficient de comportement global du bâtiment $R = 5$ (pour une structure

Contreventée par voiles et portiques) [*RPA 99 version 2003*].

- Q : Facteur de qualité. $Q = 1 + \frac{6}{q} = 1 + P_q$
- P_q : Penalité à retenir selon le critère de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée au tableau [*4.4 RPA 99 version 2003*].

Critère q	Observation	
		P_q
1. condition minimale sur les fils de contreventement.	oui	0,00
2. Redondance en plan.	oui	0,00
2. Redondance en plan.	non	0,05
4. Régularité en élévation.	oui	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0,00
6. contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0,00

$$\rightarrow Q = 1 + 0,05 = 1,05$$

V-2) calcul du centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse se calcul comme suit

$$X_m = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_m = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément.

X_i ; Y_i : Les coordonnées du centre de masse de l'élément « i » par rapport au repère de calcul.

Le calcul de centre de gravité se fera avec le logiciel Robot dont on trouve ses coordonnées

Dans le menu « **Analyse** » → « **note de calcul** » :

$$X_m = 10,986 \text{ m}$$

$$Y_m = 10,026 \text{ m}$$

$$Z_m = 15,984 \text{ m}$$

➤ **Evaluation de la masse de la structure :**

Après l'introduction des valeurs des charges et la précision du pourcentage de la Surcharge (dans notre cas Q est affectée par un coefficient $\beta = 0,2$), la masse de la Structure sera automatiquement calculée par le logiciel (**note de calcul**).

V-3) combinaisons de charge :

Les sollicitations à prendre en considération sont imposées par le **BAEL 91 et le RPA 99** ; Qui sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Les combinaisons		
BAEL 99	ELU	$1,35 \frac{G+Q}{G+1,5Q}$
	ELS	$\frac{G+1,5Q}{G+Q}$
RPA 99		$0,8 + \frac{Q}{G+E}$
	ACC	$\frac{G+Q+E}{G+E}$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Remarque : L'action du vent est négligeable devant celle du séisme, c'est pour ça elle n'est pas prise en considération.

V-4) caractéristique du sol :

Notre sol est ferme (classe S_2), il est constitué de graviers, du sable et d'argiles sur-consolidées sa contrainte admissible est de 0,75 [MPa] donnée par l'étude géologique de site.

➤ *Conclusion :*

Après avoir situé toutes les données nécessaires à introduire dans le logiciel **ROBOT**, on passe dans le chapitre suivant à la modélisation, l'analyse puis à l'exploitation des résultats dans les chapitres qui suivent.

Introduction :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans ce présent chapitre on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds, les efforts internes et le ferrailage des éléments de la structure).

VI-1) Hypothèses de la modélisation :

- Pas d'interaction entre le sol et la structure (structure spatiale).
- Encastrement parfait de la structure à la base.
- Les diaphragmes horizontaux sont infiniment rigides.

VI-2) Les résultats :

VI-2-1) Les périodes de vibration :

Elles sont données dans un tableau qui nous permet d'avoir les extrêmes globaux. La période max est de 0,852 s pour le 1er mode de vibration et la période min est de 0,043 s pour le 30^{ème} mode de vibration.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Cumulée UX [%]	Masse Cumulée UY [%]	Masse Cumulée UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	22.022	0.022	88.236	92.000	#ind#	43.020	02.067	#ind#	4750764.15	4752764.15	0.0
Cas	5	5	3	3	5	3	3	5	3	3	5
Mode	30	1	30	30	1	2	1	1	1	1	1
MIN	1.73	0.043	0.530	62.667	#ind#	0.020	0.020	#ind#	4750764.15	4752764.15	0.0
Cas	5	5	3	3	5	3	3	5	3	3	5
Mode	1	30	1	1	1	20	18	1	1	1	1

Tableau VI-1 : Extrêmes globaux des périodes de vibration.

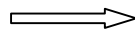
Remarque : Dans notre structure la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car les conditions de son applications ne sont pas réunies (une configuration irrégulière de la structure, la hauteur dépasse 23 m pour le groupe d'usage II), alors la vérification de la période est dispensable.

a) **Vérification de la période :** la période critique imposée par le **RPA 99 V 2003 ; Art. 4.2.4** est comme suite : $T_c = C_T H^{3/4}$

H : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

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

$$T_c = 0,05 \times 31,47^{3/4} = 0,664 \quad \frac{T}{T_c} < 1,3 \quad \frac{0,852}{0,664} = 1,28 < 1,3$$



Condition vérifiée

d) Vérification de l'effort tranchant à la base :

On vérifie que : $V(\text{dyn}) > 80\% \cdot V(\text{st})$ avec

$V(\text{dyn})$: Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel **ROBOT**.

$V(\text{st})$: Effort tranchant statique calculée par la formule suivante $V(\text{st}) = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$$A = 0,25 \quad ; \quad Q_Y = 1,05 \quad ; \quad Q_X = 1,05 \quad ; \quad R = 5$$

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

$$T_X = 0,576 \text{ s}$$

$$T_Y = 0,617 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \quad D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = 0,764 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1,497 \\ D_y = 1,430 \quad W_G = 45792,78 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$W_Q = 8425,67 \text{ KN}$$

$$W_T = W_G + 0,2 W_Q = 47091,88 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_X = 3701,068 \text{ KN}$$

$$V_Y = 3535,422 \text{ KN}$$

Résultats des forces sismiques données par Robot :

$$V_{tX} = 4360,423 \text{ KN}$$

$$V_{tY} = 4296,07 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{tX}}{V_x} = \frac{4360,423}{3701,068} = 1,17 > 0,80 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{V_{tY}}{V_y} = \frac{4501,832}{3535,42} = 1,21 > 0,80 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2-2) Les déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1 725	2 275	0 243	1 172	1 047	0 001
Nœud	4961	2550	12020	20218	20725	3006
Cas	4 (C) (CQC)	4 (C) (CQC)	4	6 (C)	6 (C)	4
Mode	C.C.C.		C.C.C.			C.C.C.
MIN	-1 889	-2 207	-152 455	-1 139	-1 036	-0 001
Nœud	4961	2558	20214	14988	15353	3084
Cas	12 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	12 (C) (CQC)
Mode						

Tableau VI-2 : Les extrêmes globaux des déplacements.

Note : Les déplacements horizontaux à chaque niveau « i » de la structure sont calculés comme suit : $\delta_i = R \cdot \delta_{ei}$ [Art 4.19 RPA99 version 2003 page 50]

$$R = 5 \quad (\text{Coefficient de comportement}).$$

VI-2-3) Vérification :

δ_{ei} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i y compris l'effet de torsion.

D'après [Art 5.10 RPA99 version 2003] les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre structure :

$$h_t \text{ S.sol} = 3,10 \text{ m} \quad \text{Le déplacement max}$$

ht $E_{courant} = 3,06 m$ Le déplacement max $U = 3,06 cm$

Le déplacement relatif au niveau « i » par rapport au niveau « i-1 » est égale à :

$$\Delta U = U_i - U_{i-1}$$

La vérification des déplacements est résumée dans le tableau suivant :

Niveau	Déplacements des niveaux		Déplacements relatifs (Niv)		Vérification
	U_{Xmax} (cm)	U_{Ymax} (cm)	ΔU_{OX} (cm)	ΔU_{OY} (cm)	
7	8,430	11,375	/	/	
6	7,445	10,255	0,985	1,120	Vérifiée
5	6,445	8,880	1,000	1,375	Vérifiée
4	5,350	7,450	1,095	1,430	Vérifiée
3	4,270	5,990	1,080	1,460	Vérifiée
2	3,200	4,545	1,070	1,445	Vérifiée
1	2,190	3,165	1,010	1,380	Vérifiée
E de ser	1,290	1,980	0,900	1,185	Vérifiée
RDC	0,585	0,915	0,705	1,065	Vérifiée
S.sol	0,125	0,160	0,460	0,755	Vérifiée

Tableau VI-3 : Vérification des déplacements.

VI-2-4) Les excentricités : [Art 4.2.7 RPA 99 version 2003]:

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes Horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

a- Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) : données par Robot sont affichées dans le tableau suivant :

4/ 1	Etage 1	317894 100	17 409 9 015 1	2 770 7 507 1	14354005 374	173 5737 035	34610376 012	3 309	0 577	0 0	0 0
4/ 2	Etage 2	257024 142	11 204 10 271	4 642 3 015 5	9875482 134	11889243 773	20713445 793	3 439	1 191	0 0	0 0
4/ 3	Etage 3	152108 140	11 358 10 071	4 697 3 928 8	5305729 838	6 24588 117	1238053 847	3 329	1 145	0 0	0 0
4/ 4	Etage 4	82340 254	12 177 10 081	11 452 9 381 1	2883882 033	3372330 530	8560165 349	0 895	0 701	0 0	0 0
4/ 5	Etage 5	373853 147	11 378 10 101	4 612 9 011 1	11875437 384	18304138 438	31950265 747	3 364	1 033	0 0	0 0
4/ 6	Etage 6	335831 357	10 793 10 110	4 652 8 924 1	13673750 034	17982728 018	28656391 417	3 888	1 187	0 0	0 0
4/ 7	Etage 7	241526 388	10 925 10 123	4 635 9 012	9062106 946	12 68766 672	20727736 861	3 170	1 113	0 0	0 0
4/ 8	Etage 8	241526 388	10 925 10 123	4 635 9 012	9062106 946	12 68766 672	20727736 861	3 170	1 113	0 0	0 0
4/ 9	Etage 9	131948 174	11 362 10 073	4 636 9 012	5304962 352	6 22582 211	1234112 988	3 334	1 161	0 0	0 0
4/ 10	Etage 10	307781 989	10 928 10 217	4 719 8 908 2	1704500 081	17027102 530	25572063 869	3 300	1 258	0 0	0 0
5/ 1	Etage 1	317894 100	17 409 9 015 1	2 770 7 507 1	14354005 374	173 5737 035	34610376 012	3 309	0 577	0 0	0 0
5/ 2	Etage 2	257024 142	11 204 10 271	4 642 3 015 5	9875482 134	11889243 773	20713445 793	3 439	1 191	0 0	0 0
5/ 3	Etage 3	152108 140	11 358 10 071	4 697 3 928 8	5305729 838	6 24588 117	1238053 847	3 329	1 145	0 0	0 0
5/ 4	Etage 4	82340 254	12 177 10 081	11 452 9 381 1	2883882 033	3372330 530	8560165 349	0 895	0 701	0 0	0 0
5/ 5	Etage 5	373853 147	11 378 10 101	4 612 9 011 1	11875437 384	18304138 438	31950265 747	3 364	1 033	0 0	0 0
5/ 6	Etage 6	335831 357	10 793 10 110	4 652 8 924 1	13673750 034	17982728 018	28656391 417	3 888	1 187	0 0	0 0
5/ 7	Etage 7	241526 388	10 925 10 123	4 635 9 012	9062106 946	12 68766 672	20727736 861	3 170	1 113	0 0	0 0
5/ 8	Etage 8	241526 388	10 925 10 123	4 635 9 012	9062106 946	12 68766 672	20727736 861	3 170	1 113	0 0	0 0
5/ 9	Etage 9	131948 174	11 362 10 073	4 636 9 012	5304962 352	6 22582 211	1234112 988	3 334	1 161	0 0	0 0
5/ 10	Etage 10	307781 989	10 928 10 217	4 719 8 908 2	1704500 081	17027102 530	25572063 869	3 300	1 258	0 0	0 0

Tableau VI-4: Tableau des excentricités théoriques.

b- Les excentricités accidentelles (ex1 ; ey1) :

Etage	Nom	Liatc	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	11A16 20A26		25,950	20,650	1,198	1,033
2	Etage 2	34A37 200A23		22,500	20,650	1,125	1,033
3	Etage 3	40A43 350A35		22,500	20,650	1,125	1,033
4	Etage 4	40A43 205A23		20,950	20,650	1,190	1,033
5	Etage 5	64A67 70A73		25,550	20,650	1,278	1,033
6	Etage 6	70A73 76A79		25,550	20,650	1,278	1,033
7	Etage 7	82A85 190A19		25,550	20,650	1,278	1,033
8	Etage 8	88A91 185A13		25,550	20,650	1,278	1,033
9	Etage 9	94A97 366A39		22,500	20,650	1,125	1,033
10	Etage 10	94A97 100A13		25,550	20,650	1,278	1,033

Tableau VI-5: Tableau des excentricités accidentelles.

On doit vérifier que :

$$e = \max [0,05 \times L_{\max} ; e_0] > e_1$$

$$e_x = \max [0,05 \times 24,15 ; 3,889] = 3,889 > 1,278$$

$$e_y = \max [0,05 \times 21,05 ; 1,299] = 1,299 > 1,033 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-3) Les efforts internes dans les différents éléments :

Les extrêmes globaux des efforts sont résumés dans le tableau ci-dessous et selon les

différentes combinaisons.

a) Dans les poutres :

➤ Les efforts dans les poutres principales :

Poutre P	Efforts			Eléments	Combinaisons
Travée	Moments (KN.m)	M_u	26,478	1025	ELU
		M_s	19,152	1025	ELS
Appuis	Moments (KN.m)	M_{sup}	90,575	907	G+Q+E
		M_{inf}	12,534	259	0,8G-E
	Effort tranchant (KN)	V_u^{max}	185,665	870	ELU

Tableau VI-6 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poutres principales

➤ Les efforts dans les poutres secondaires :

Poutre S	Efforts			Eléments	Combinaisons
Travée	Moments (KN.m)	M_u	27,392	1352	ELU
		M_s	20,091	1352	ELS
Appuis	Moments (KN.m)	M_{sup}	70,731	484	G+Q+E
		M_{inf}	10,860	143	0,8G-E
	Effort tranchant (KN)	V_u^{max}	77,370	479	ELU

Tableau VI-7 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poutres secondaires

b) Les efforts dans les poteaux :

b-1) Sens longitudinale :

Poteaux	Effort normale (KN)	Moment KN.m	Elément/Nœud	Combinaison	
45x45	N_{max}	1145,455	M_{cor} -1,371	124/147	ELU
	N_{min}	-771,090	M_{cor} 38,035	121/142	0,8G-Ey
	N_{cor}	-17,953	M_{max} 30,696	130/160	0,8G-Ex
	N_{max}	1789,370	M_{cor} 67,104	434/240	G+Q+Ey
	N_{min}	-770,314	M_{cor} 31,768	429/142	0,8G-Ey
40x40	N_{cor}	135,916	M_{max} -9,165	529/299	0,8G-Ex

Tableau V-8 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poteaux

b-2) Sens transversal :

Poteaux	Effort normale (KN)	Moment (KN.m)	Elément/Nœud	Combinaison	
45x45	N_{max}	1145,455	M_{cor} 2,218	124/147	ELU
	N_{min}	-771,090	M_{cor} 1,676	121/142	0,8G-Ey
	N_{cor}	400,764	M_{max} -26,881	130/160	0,8G-Ex
	N_{max}	1789,370	M_{cor} -9,203	434/240	G+Q+Ey
	N_{min}	-770,314	M_{cor} 2,422	429/142	0,8G-Ey
40x40	N_{cor}	-41,016	M_{max} 69,245	529/299	0,8G-Ex

Tableau VI-9 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poteaux
(Sens transversal)

V-4) Les efforts internes dans les voiles :

➤ *Voiles longitudinaux :*

Zone		Efforts	Combinaisons
I	N (KN)	5004,000	0,8G-Ey
	T(KN)	65,008	G+Q+Ex
	M (KN.m)	26 ,170	G+Q+Ex
II	N (KN)	4052,370	0,8G-Ey
	T(KN)	93,288	G+Q+Ex
	M (KN.m)	40 ,952	G+Q+Ex
III	N (KN)	4371,580	ELU
	T(KN)	74 ,320	0,8G-Ex
	M (KN.m)	51,104	G+Q+Ex

Tableau VI.10 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les voiles longitudinaux

➤ *Voiles transversaux :*

Zone		Efforts	Combinaisons
I	N (KN)	4339 ,22	0,8G-Ex
	T(KN)	68,403	0,8G-Ex
	M (KN.m)	35,192	G+Q+Ey
II	N (KN)	3498 ,23	0,8G-Ex
	T(KN)	103,726	0,8G-Ex
	M (KN.m)	52,672	G+Q+Ey
III	N (KN)	4332,35	ELU
	T(KN)	226,744	0,8G-Ex
	M (KN.m)	59,904	G+Q+Ey

Tableau VI.11 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les voiles transversaux

VI-5) Réactions d'appuis :

L'infrastructure dimensionnée et ferrillée sous les combinaisons suivantes :

Les combinaisons du **BAEL 91 modifié 99** :

$$1,35G+1,5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

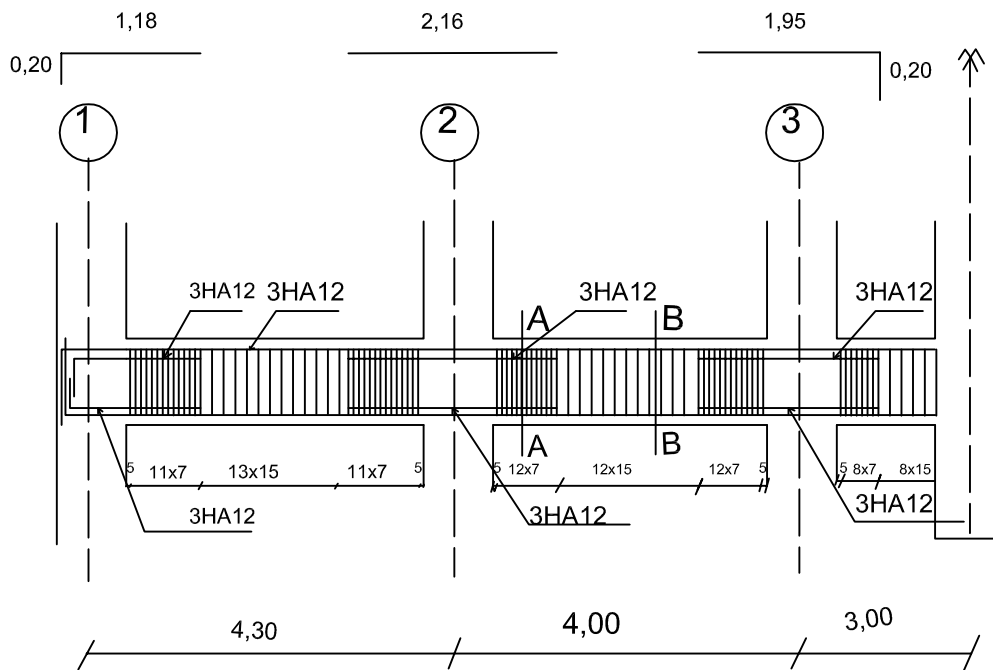
Les combinaisons du **RPA version 2003** :

$$0,8G \pm E$$

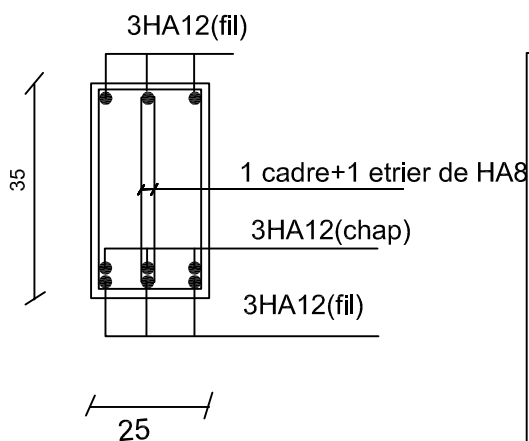
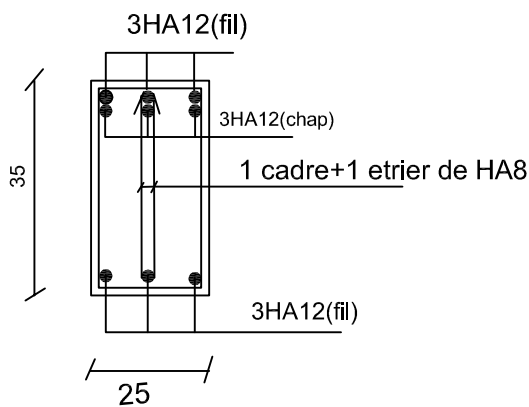
$$G+Q + E$$

Les réactions d'appuis maximales que nous utiliserons pour le dimensionnement et le ferrillage de l'infrastructure de notre bâtiment sont résumées dans le tableau suivant :

		<i>Effort</i>	<i>Nœud</i>	<i>Combinaison</i>
Dimensionnement	N (KN)	831,777	147	ELS
		1385,541	141	G+Q+E
	M (KN.m)	7,400	11291	ELS
		30,065	11291	G+Q+E
Ferrillage	N (KN)	1145,63	147	ELU
	M (KN.m)	10,212	11291	ELU



COUPE A-A



COUPE B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI-OUZOU
 FACULT DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<u>TITRE :</u> coffrage et ferarailage du radier	<u>ETUDIER PAR</u> Melle:FERHAT fazia Melle:MOKDES louiza
	<u>DIRIGE PAR :</u> Mr:

Echelle	Plancher:N01	Promotion: 2011-2012
---------	--------------	----------------------

VII-Ferrailage des poutres :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU, sous les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons de charges, puis les vérifications à l'ELS.

VII-1- Exposition de la méthode :

Armatures longitudinal : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}; \text{avec} : f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

Tel que :

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h

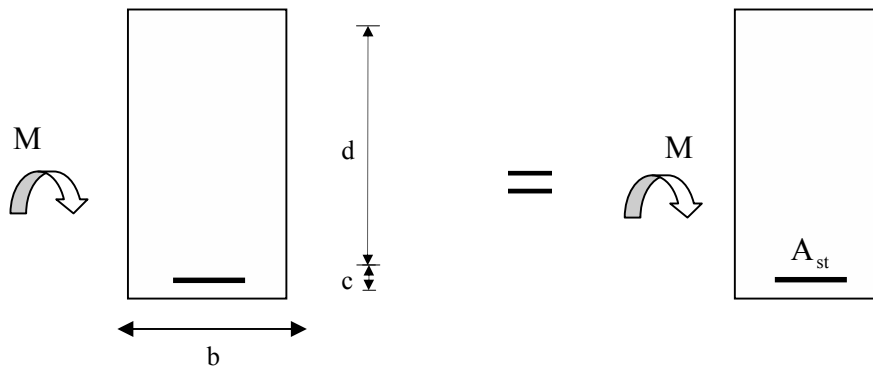
$\theta = 0,9$; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$; lorsque cette durée est inferieur à 1h.

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

➤ **1^{er} cas :** $\mu < \mu_1 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{avec} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$ Cas accidentel.

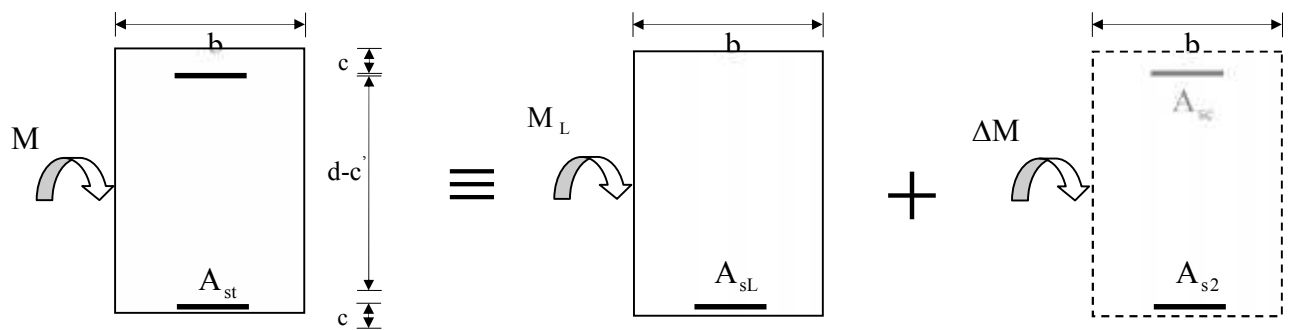
Fe = 400 MPa

A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

➤ **2^{eme} cas :** $\mu > \mu_1 \rightarrow$ section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque :

- **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

VII-2) Les recommandations du RPA :

❖ **Les armatures longitudinales :**

- ✓ Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\min} = 0,5\% (b h)$$

- ✓ Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

$$4\% b h \quad \text{en zone courante.}$$

$$6\% b h \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

- ✓ La longueur minimal de recouvrement est de :

$$40\Phi \quad (\text{zone I et IIa}).$$

$$50\Phi \quad (\text{zone IIb et III}).$$

❖ **Les armatures transversales :**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot d$$

- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales :

- ✓ $S_t = \min (h/4, 12\phi_L)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- ✓ $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

ϕ_L : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-3) Ferrailage des poutres principales :

a) En travées :

Niv	Section (cm ²)	M _t (KN.m)	μ_β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adopté (cm ²)
8	30x35	25.169	0.057	SSA	0.970	2.33	5.25	3HA12+3HA12=6.78
7	30x35	26.102	0.059	SSA	0.970	2.42	5.25	3HA12+3HA12=6.78
6	30x35	26.264	0.06	SSA	0,969	2.43	5.25	3HA12+3HA12=6.78
5	30x35	26.061	0.059	SSA	0,969	2.41	5.25	3HA12+3HA12=6.78
4	30x35	25.873	0.059	SSA	0,969	2.39	5.25	3HA12+3HA12=6.78
3	30x35	25.618	0.058	SSA	0,970	2.37	5.25	3HA12+3HA12=6.78
2	30x35	25.292	0.057	SSA	0,970	2.34	5.25	3HA12+3HA12=6.78
1	30x35	25.208	0.057	SSA	0,970	2.33	5.25	3HA12+3HA12=6.78
RDC	30x35	19.089	0.043	SSA	0,978	1.75	5.25	3HA12+3HA12=6.78
S.SOL	30x35	18.178	0.041	SSA	0,978	1.66	5.25	3HA12+3HA12=6.78

Tableau VII-1 : Ferrailage des poutres principales en travées

b) Sur appuis :

Niv	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ_β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adopté (cm ²)
8	30x35	48.419	0,111	SSA	0,94	4.62	5.25	3HA12+3HA12=6.78
7	30x35	58.004	0,133	SSA	0,928	5.61	5.25	3HA12+3HA12=6.78
6	30x35	55.891	0,128	SSA	0,931	5.39	5.25	3HA12+3HA12=6.78
5	30x35	55.200	0,126	SSA	0,932	5.32	5.25	3HA12+3HA12=6.78
4	30x35	54.135	0,124	SSA	0,934	5.20	5.25	3HA12+3HA12=6.78
3	30x35	52.981	0,121	SSA	0,935	5.10	5.25	3HA12+3HA12=6.78
2	30x35	51.485	0,118	SSA	0,937	4.93	5.25	3HA12+3HA12=6.78
1	30x35	51.301	0,118	SSA	0,937	4.92	5.25	3HA12+3HA12=6.78
RDC	30x35	37.328	0,085	SSA	0,955	3.51	5.25	3HA12+3HA12=6.78
S.SOL	30x35	32.484	0,074	SSA	0,962	3.03	5.25	3HA12+3HA12=6.78

Tableau VII-2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis

VII-4) Ferrailage des poutres secondaires :

a) En travées

Niv	Section (cm ²)	M _t (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adopté (cm ²)
10	30X35	21.332	0,049	SSA	0,975	1,96	5.25	3HA12+3HA14=8.01
9	30×35	25.419	0,058	SSA	0,970	2.35	5.25	3HA12+3HA14=8.01
8	30×35	25.190	0,057	SSA	0,970	2.33	5.25	3HA12+3HA14=8.01
7	30×35	23.218	0,053	SSA	0,972	2.15	5.25	3HA12+3HA14=8.01
6	30×35	22.588	0,052	SSA	0,973	2.10	5.25	3HA12+3HA14=8.01
5	30×35	22.532	0,052	SSA	0,973	2.10	5.25	3HA12+3HA14=8.01
4	30×35	22.459	0,051	SSA	0,973	2.10	5.25	3HA12+3HA14=8.01
3	30×35	22.573	0,052	SSA	0,973	2.10	5.25	3HA12+3HA14=8.01
RDC	30×35	23.610	0,054	SSA	0,972	2.18	5.25	3HA12+3HA14=8.01
S.SOL	30×35	16.885	0,039	SSA	0,985	1.54	5.25	3HA12+3HA14=8.01

Tableau VII-3 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

b 1) Sur appuis :

Armatures aux appuis (sup) comb G+Q+E								
Niv	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adopté (cm ²)
10	30×35	58.923	0,135	SSA	0,927	5.70	5.25	3HA12+3HA14=8.01
9	30×35	66.965	0,154	SSA	0,916	6.56	5.25	3HA12+3HA14=8.01
8	30×35	67.851	0,157	SSA	0,914	6.66	5.25	3HA12+3HA14=8.01
7	30×35	68.921	0,158	SSA	0,914	6.77	5.25	3HA12+3HA14=8.01
6	30×35	71.214	0,163	SSA	0,910	7.02	5.25	3HA12+3HA14=8.01
5	30×35	71.471	0,164	SSA	0,910	7.05	5.25	3HA12+3HA14=8.01
4	30×35	68.834	0,158	SSA	0,914	6.76	5.25	3HA12+3HA14=8.01
3	30×35	61.974	0,142	SSA	0,923	6.03	5.25	3HA12+3HA14=8.01
RDC	30×35	51.682	0,118	SSA	0,937	4.95	5.25	3HA12+3HA14=8.01
S.SOI	30×35	27.097	0,062	SSA	0,968	2.51	5.25	3HA12+3HA14=8.01

Tableau VII-4- : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

b) Sur appuis :

Armatures au appuis (inf) comb 0.8G+E								
Niv	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	As adopté (cm ²)
10	25×35	50.390	0,115	SSA	0.938	4.82	5.25	3HA12+3HA14=8.01
9	25×35	59.578	0.137	SSA	0.927	5.77	5.25	3HA12+3HA14=8.01
8	25×35	64.331	0.147	SSA	0.919	6.28	5.25	3HA12+3HA14=8.01
7	25×35	67.817	0.155	SSA	0.915	6.65	5.25	3HA12+3HA14=8.01
6	25×35	70.396	0.161	SSA	0.912	6.93	5.25	3HA12+3HA14=8.01
5	25×35	70.895	0,162	SSA	0.911	6.98	5.25	3HA12+3HA14=8.01
4	25×35	68.456	0,156	SSA	0.915	6.72	5.25	3HA12+3HA14=8.01
3	25×35	61.79	0,142	SSA	0.923	6.01	5.25	3HA12+3HA14=8.01
RDC	25×35	46.509	0,106	SSA	0.944	4.42	5.25	3HA12+3HA14=8.01
S.SOL	25×35	28.715	0,066	SSA	0.966	2.67	5.25	3HA12+3HA14=8.01

Tableau VII-5- : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

VII- 5) Les vérifications à l'ELU :

A) La condition de non fragilité :

$$\checkmark \text{ poutres principales : } A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$$

$$\checkmark \text{ poutres secondaires : } A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

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 prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_\mu \quad T_u^{\max} : \text{ Effort tranchant max à L'ELU}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales: } \tau_u = \frac{84.126 \times 1000}{300 \times 320} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ poutres secondaires: } \tau_u = \frac{77.37 \times 1000}{300 \times 320} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

C) Influence de l'effort tranchant au niveau des

(Art : A. 5 .1 .3) / BAEL 91 modifiées 99 :

➤ *Sur le béton :*

Poutres principales : $V_u < \bar{V}_u$; $\bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$

Poutres principales : $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 300 = 576000N$

$V_u = 84.126 \text{ KN} < \bar{V}_u = 576 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 300 = 576000N$

$V_u = 77.370 \text{ KN} < \bar{V}_u = 576 \text{ KN}$

➤ *Sur l'acier :*

$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$; avec $H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$

Poutres principales : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (84.126 \times 10^3 + \frac{-58.004 \times 10^6}{0,9 \times 320})$

$A_{\text{appuis}} = 6.78 \text{ cm}^2 \geq -3.37 \text{ cm}^2$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

Poutres secondaires : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (77.37 \times 10^3 + \frac{-71.47 \times 10^6}{0,9 \times 320})$

$A_{\text{appuis}} = 7.70 \text{ cm}^2 \geq -4.90 \text{ cm}^2$

Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :
(art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec : U_i : le périmètre des barres

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérence

Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{84.126 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 197.92} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

⇒ *Condition vérifiée*

Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{77.37 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 185.35} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

⇒ *Condition vérifiée*

e) *Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99*

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1} = 50 \text{ cm}$$

f) *Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99)*

➤ *Diamètre*

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On opte pour : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ *Espacement:*

✓ *-En zone nodale :*

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \{8,75; 9,6\} = 9,6 \text{ cm}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

✓ *-En zone courante :*

$$S_t = \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

g) *Armatures transversales minimales :*

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$; pour (1cadre + 1étrier)

VII-1-5- Vérification à L'ELS :

a) *Etat limite d'ouverture des fissures :*

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) *Etat limite de compression du béton :*

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niveau	M _S MAX (Kn m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	$\frac{M}{b \times d^2}$ (N/m ²)	$\frac{M}{b \times d^2}$ (MPa)	$\frac{M}{b \times d^2}$ (Pa)	Obs
8	18.415	6.03	0,62	0,883	27.73	108.07	3.89	15	vérifiée
7	18.956	6.03	0,62	0,883	27.73	111.25	4.01	15	vérifiée
16	19.095	6.03	0,62	0,883	27.73	112.07	4.04	15	vérifiée
5	18.948	6.03	0,62	0,883	27.73	111.20	4.01	15	vérifiée
4	18.812	6.03	0,62	0,883	27.73	110.40	3.98	15	vérifiée
3	18.628	6.03	0,62	0,883	27.73	109.32	3.94	15	vérifiée
2	18.394	6.03	0,62	0,883	27.73	107.95	3.87	15	vérifiée
1	18.308	6.03	0,62	0,883	27.73	107.45	3.87	15	vérifiée
RDC	14.203	6.03	0,62	0,883	27.73	83.35	3.00	15	vérifiée
S-S	13.552	6.03	0,62	0,883	27.73	79.53	2.86	15	vérifiée

Tableau VII-6

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Niveau	M _S MAX (Kn m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	$\frac{M}{b \times d^2}$ (N/m ²)	$\frac{M}{b \times d^2}$ (MPa)	$\frac{M}{b \times d^2}$ (Pa)	Obs
8	35.248	6.78	0,70	0,878	25.98	185.03	7.12	15	vérifiée
7	41.820	6.78	0,70	0,878	25.98	219.53	8.45	15	vérifiée
6	40.383	6.78	0,70	0,878	25.98	211.99	8.15	15	vérifiée
5	39.883	6.78	0,70	0,878	25.98	209.36	8.05	15	vérifiée
4	39.227	6.78	0,70	0,878	25.98	205.92	7.92	15	vérifiée
3	38.390	6.78	0,70	0,878	25.98	201.53	7.75	15	vérifiée
2	41.707	6.78	0,70	0,878	25.98	218.94	8.42	15	vérifiée
1	37.052	6.78	0,70	0,878	25.98	194.50	7.48	15	vérifiée
RDC	27.466	6.78	0,70	0,878	25.98	144.18	4.39	15	vérifiée
S-S	24.038	6.78	0,70	0,878	25.98	126.18	4.85	15	vérifiée

Tableau VII-7

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (Kn m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
8	15.418	6.03	0,62	0,883	27.73	90.48	3.26	15	vérifiée
7	20.131	6.03	0,62	0,883	27.73	118.15	4.26	15	vérifiée
6	18.580	6.03	0,62	0,883	27.73	109.04	3.93	15	vérifiée
5	17.145	6.03	0,62	0,883	27.73	100.62	3.62	15	vérifiée
4	16.386	6.03	0,62	0,883	27.73	96.17	3.46	15	vérifiée
3	16.348	6.03	0,62	0,883	27.73	95.94	3.45	15	vérifiée
2	16.294	6.03	0,62	0,883	27.73	95.63	3.44	15	vérifiée
1	16.340	6.03	0,62	0,883	27.73	95.90	3.45	15	vérifiée
RDC	16.969	6.03	0,62	0,883	27.73	99.59	3.59	15	vérifiée
S-S	12.357	6.03	0,62	0,883	27.73	72.52	2.61	15	vérifiée

Tableau VII-8

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (Kn m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
8	34.196	7.70	0,802	0,871	23,73	159.33	6.71	15	vérifiée
7	36.818	7.70	0,802	0,871	23.73	171.55	7,23	15	vérifiée
6	36.739	7.70	0,802	0,871	23,73	171.18	6,21	15	vérifiée
5	36.188	7.70	0,802	0,871	23,73	168.61	7.10	15	vérifiée
4	35.423	7.70	0,802	0,871	23,73	165.05	6.95	15	vérifiée
3	34.412	7.70	0,802	0,871	23,73	160.34	6.75	15	vérifiée
2	33.169	7.70	0,80	0,871	23,73	154.55	6.51	15	vérifiée
1	31.790	7.70	0,802	0,871	23,73	148.12	6.24	15	vérifiée
RDC	23.950	7.70	0,802	0,871	23,73	111.59	4.70	15	vérifiée
S-S	20.695	7.70	0,802	0,871	23,73	96.42	4.06	15	vérifiée

Tableau VII-9

C) État limite de déformation de la flèche

✓ Poutres principales :

On doit vérifiée que $f < \bar{f}$

$\bar{f} = l/500$ si la portée est au plus égale à 5m (ART B.6.5, 3 BAEL 91 mod 99)

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ROBOT est de $f = 0,189$ cm

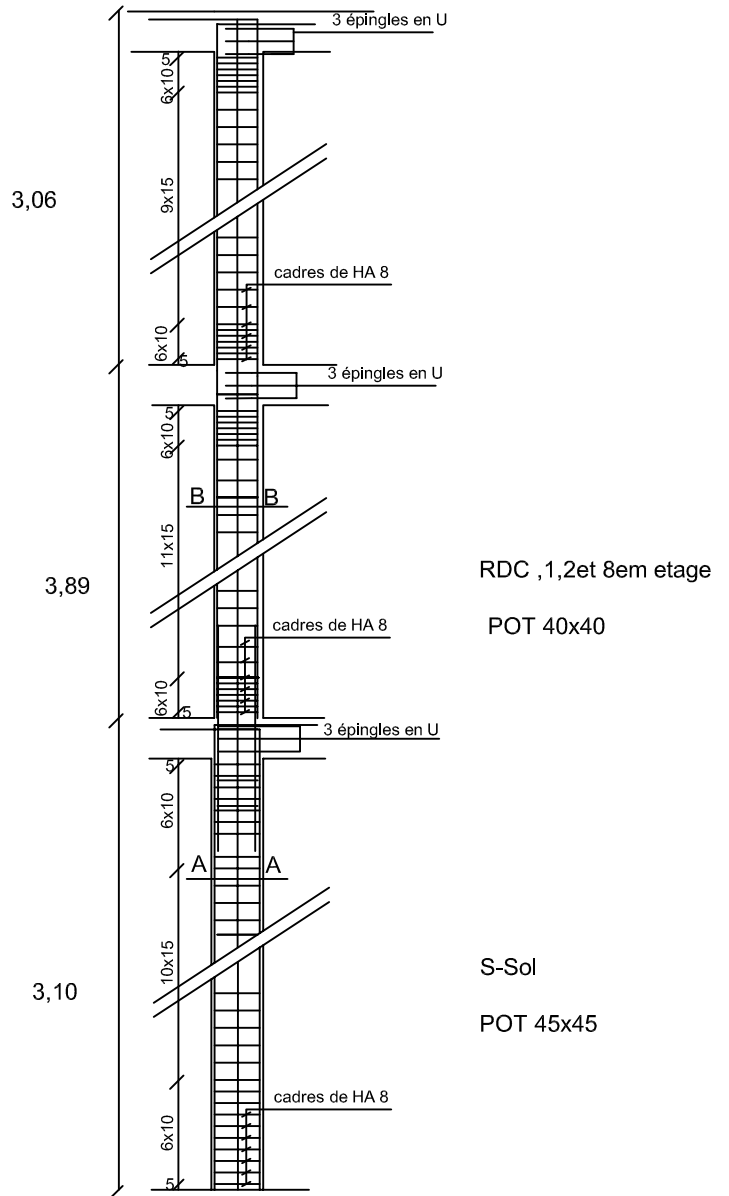
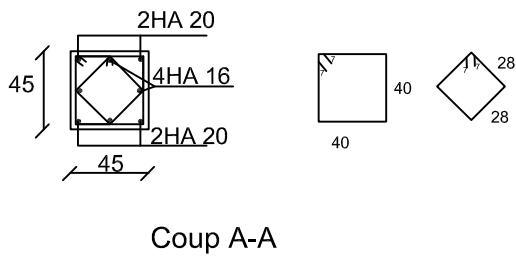
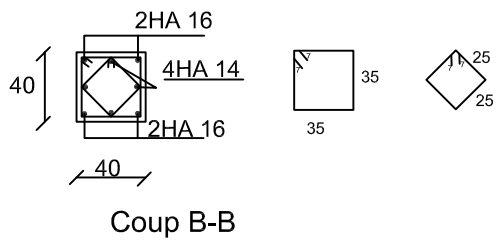
$f = 0,189 < \bar{f} = 430/500 = 0,86$ cm \rightarrow c v.

✓ *Poutres secondaires :*

On doit vérifiée que $f < \bar{f}$

$\bar{f} = l/500$ si la portée est au plus égale à 5m (ART B.6.5, 3 BAEL 91 mod 99)

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ROBOT est de $f = 0,163$ cm



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:
Coffrage et ferrailage des poteaux

ETUDIE PAR :
Melle: MOKDES louiza
Melle: FERHAT fazia

DIRIGE PAR :
Mr.

ECHELLE

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2011-2012

IX-Ferrailage des voiles:

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

IX -1) Exposé de la 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : S-SOL
- Zone II : 1^{ém} au 5^{ém}
- Zone III : 5^{ém} au 9^{ém} étage

a) Ferrailage section entièrement comprimé :

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

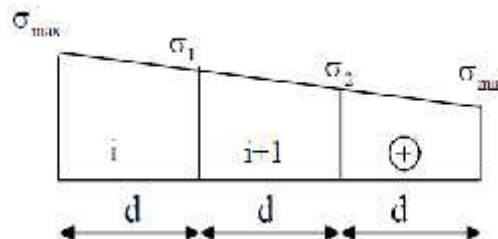


Fig IX-1

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ MPa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa

➤ *Armatures minimales :*

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

➤ *Ferrailage section entièrement tendue :*

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

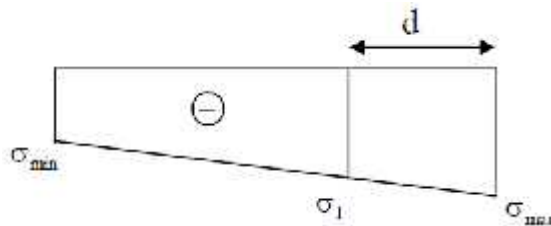


Fig IX-2

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ *Armatures verticales minimales :*

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité } \mathbf{BAEL} \text{ art } \mathbf{A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du } \mathbf{RPA} \text{ art } \mathbf{7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

➤ *Ferrailage section partiellement comprimé :*

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction1}} + \sigma_{\text{traction2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction1}}}{2} \cdot d \cdot e$$

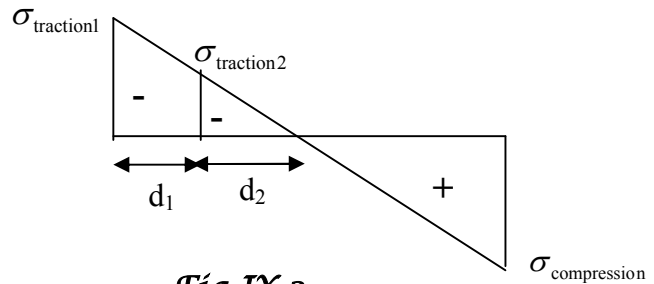


Fig IX-3

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ *Armatures verticales minimales :*

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

IX-2) Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0.10 %

IX-2-1) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

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.

IX-2-2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

IX-2-3) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX-2-4) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

IX-2-5) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

IX-2-5) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IX-2-6) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

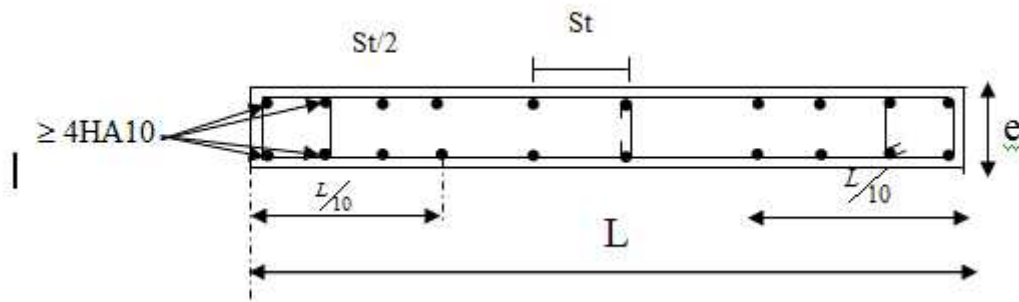


Fig IX-3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

IX-2-7) Vérifications :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

IX-3) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la zone I :

$L = 3.90 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = -6198 \quad KN/m^2$$

$$\sigma_{\min} = -4532 \quad KN/m^2$$

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_c = 0, \quad L_t = L = 3.60 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,45 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 1,16 \text{ m}$.

1^{ier} tronçon

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -5645.84 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 1375.66 \text{ KN}$$

- *Armatures verticales*

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 39.53 \text{ cm}^2$$

2^{ème} tronçon

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -5093.68 \text{ KN/m}^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 1245.78 \text{ kN}$$

- *Armatures verticales*

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 35.79 \text{ cm}^2$$

3^{ième} tronçon :

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2}\right) d \cdot e = 1116.5 \text{ KN}$$

- *Armatures verticales*

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 32.08 \text{ cm}^2$$

- *Armatures minimales :*

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max\left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \\ &= \max(3.48 \text{ cm}^2, 12.18 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 12.18 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 40.21 \text{ cm}^2$

Soit 10 HA16 = 20.11 cm^2 /nappe , $S_t = 10 \text{ cm}$

- *Armatures horizontales :*

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 10.05 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 3.48 \text{ cm}^2$

Soit 16 HA10 = 12.57 cm^2 /nappe

- *Armature transversales :*

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

- *Armature de coutures :*

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 118.56 \times 10^3}{400}$$

$$A_{vj} = 4.56 \text{ cm}^2$$

Soit 10 HA 8 = 5,03

- *Vérification des contraintes :*

- BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{118.56 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 0,18 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 :

$$\tau_b = 0,26 = \text{MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- *Vérification à l'ELS :*

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{972.28 \times 1000}{200 \times 3500 + 15 \times 4021 \times 3} = 1.10 \text{ MPa} \quad \sigma_b = 1,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

IX-4) Résumé de calcul :

Type I : (VT1, VT2, VT3, VT4, VT5 et VT6)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.55	3.60	3.60		
	e (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m ²)	0,71	0,72	0,72		
	σ_{\max} (KN/ m ²)	-6198	-4370	-1847		
	σ_{\min} (KN/m ²)	-4532	-3410	-1782		
	Nature de la section	SET	SET	SET		
	V _u (KN)	118.56	99.392	66.79		
	L _t (cm)	355	360	360		
	L _c (cm)	0	0	0		
	d (cm)	116	120	120		
sollicitations de calcul	N (KN)	N ₁	1375.66	1010.4	440.62	
		N ₂	1245.78	933.6	435.39	
		N ₃	1116.5	856.8	430.28	
	A (cm ²)	A ₁	39.53	29.03	12.66	
		A ₂	35.79	26.82	12.51	
		A ₃	32.08	24.62	12.36	
	A _{min} (cm ²)	12.18	12.6	12.6		
	A _v (adopté) (cm ²)	40.21	30.79	22.62		
	Choix des barres /nappe	10HA16	10HA14	10HA12		
	S _t (cm)	10	10	10		
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)	3.48	3.6	3.6			
A _H /nappe (cm ²)	10.05	7.69	3.92			
Ferrailage des voiles	Choix des barres /nappe	14HA10 A=11.00	14HA10 A=11.00	14HA10 A=11.00		
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²				
	A _{vj} (cm ²)	4.56	3.82	2.57		
	Choix des barres	10HA8=5,03	10HA8=5,03	10HA8=5,03		
	Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u	0,18	0.15	0.10
			τ_b	0,26	0.21	0.10
		ELS	N _s (KN)	972.28	1906.15	1521.34
			σ_b	1.10	2.64	0,44

Type II : (VT₇, VT₈)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.80	1.75	1.75	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
A ₁ sollicitations de calcul	B (m²)	0.36	0.34	0.34	
	σ_{\max} (KN/ m²)	-3301	-2778	-1835	
	σ_{\min} (KN/m2)	-882	-1311	-821	
	Nature de section	SET	SET	SET	
	V_u (KN)	7.25	19.53	50.30	
	L_t (cm)	180	170	170	
	L_c (cm)	0	0	0	
	d (cm)	90	85	85	
	N (KN)	N₁	485.32	409.91	268.855
		N₂	267.61	285.21	182.66
		A₁	13.94	11.77	7.72
	N (KN)	A₂	7.69	8.19	5.24
		A_{min}(cm²)	9.45	8.92	8.92
	A_v (adopté) (cm²)	18.10	18.10	18.10	
	Choix des barres /nappe	8HA12	8HA12	8HA12	
	S_t (cm)	10	10	10	
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)	2.7	2.55	2.55	
	A_H /nappe (cm²)	4.52	3.14	3.14	
	Choix des barres /nappe	14HA10	14HA10	14HA10	
		A=11.00	A=11.00	A=11.00	
	A_t (cm²)	4 épingles de HA8/m ²			
	A_{vj} (cm²)	0.27	0.75	1.93	
	Vérifications des contraintes à l'ELS	Choix des barres	4HA8	4HA8	4HA8
			A=2.01	A=2.01	A=2.01
		contrainte τ_u (MPa)	0.22	0.63	1.64
			τ_b (MPa)	0.31	0.89
ELS		N_s (KN)	488.38	867.18	581.91
		σ_b (MPa)	5.40	12.09	8.11

Type III: (VT9)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.50	2.45	2.45	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m²)	0.7	0.49	0.49	
	σ_{\max} (KN/ m ²)	-5476	-4034	-3861	
	σ_{\min} (KN/m2)	-2241	-1594	-1113	
	Nature de la section	SET	SET	SET	
	V_u (KN)	1.58	0.85	0.83	
	L_t (cm)	350	245	245	
	L_c (cm)	0	0	0	
	d (cm)	116	90	90	
	solicitations de calcul	N(KN)			
		N₁	1146.06	645.45	604.12
		N₂	897.31	484.11	422.42
N₃		646.42	345.18	256.95	
A₁		32.93	18.45	17.35	
A₂		25.78	13.91	12.20	
A₃		18.56	9.91	7.36	
A_{min}(cm²)		12,18	9.45	9.45	
A_v (adopté) (cm²)		33.87	20.36	20.36	
Choix des barres /nappe		11HA14	09HA12	09HA12	
S_t (cm)		10	10	10	
A_{Hmin}=0.0015*B		3,48	2.7	2.7	
A_H /nappe (cm²)		8,47	5.09	5.09	
Ferrailage des voiles	Choix des barres /nappe	14HA10 A=11.00	14HA10 A=11.00r	14HA10 A=11.00	
	A_t (cm²)	4 épingles de HA8/m ²			
	A_{vj} (cm²)	6.03	3.27	3.19	
	Choix des barres	8HA10 A=6.28	8HA8 A=4,02	8HA8 A=4,02	
	Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte			
		τ_u (MPa)	0,002	0,2	0,018
		τ_b (MPa)	0,003	0,026	0,026
		ELS			
	N_s (KN)	1686.51	1374.22	886.02	
	σ_b (MPa)	1.97	9.77	6.30	

Type IV: (VL1, VL2, VL3)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.55	3.60	3.60		
	e (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m ²)	0,70	0,72	0,72		
	σ_{\max} (KN/ m ²)	-7148	-6826	-2325		
	σ_{\min} (KN/m ²)	-5441	-4125	-1580		
	Nature de la section	SET	SET	SET		
	V _u (KN)	39.29	49.10	59.76		
	L _t (cm)	350	360	360		
	L _c (cm)	0	0	0		
	d (cm)	116	120	120		
sollicitations de calcul	N (KN)	N ₁	1592.7	1530.2	528.2	
		N ₂	1461.34	1314	468.6	
		N ₃	800.8	1098	409	
	A (cm ²)	A ₁	45.76	43.97	15.17	
		A ₂	41.99	37.75	13.46	
		A ₃	23.01	31.55	11.75	
	A _{min} (cm ²)	12.18	12.6	12.6		
	A _v (adopté) (cm ²)	48.25	48.25	27.14		
	Choix des barres /nappe	08HA16	08HA16	08HA12		
	S _t (cm)	12	15	15		
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)	3.48	3.6	3.6			
A _H /nappe (cm ²)	12.56	10.99	3.95			
Ferrailage des voiles	Choix des barres /nappe	14HA10 A=11,00	14HA10 A=11.00	14HA10 A=11.00		
	A _t (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²				
	Choix des barres	10HA8=5,03	10HA8=5,03	10HA8=5,03		
	Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u	0.062	0.075	0.092
			τ_b	0.087	0.10	0.13
		ELS	N _s (KN)	216.77	791.08	285.47
			σ_b	0.23	0.86	0.36

Type V: (VL4, VL5)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.40	1.35	1.35		
	e (m)	0.20	0.20	0.20		
	B (m²)	0.28	0.27	0.27		
	σ_{\max} (KN/ m²)	-5710	-3630	-3526		
	σ_{\min} (KN/m2)	-4449	-2347	-1789		
	Nature de la section	SET	SET	SET		
	V_u (KN)	1.58	0.85	0.83		
	L_t (cm)	140	135	135		
	L_c (cm)	0	0	0		
	d (cm)	70	70	70		
	solicitations de calcul	N(KN)	N₁	755.26	461.63	430.6
			N₂	666.99	371.77	309
			A₁	21.30	13.26	12.37
			A₂	19.16	10.68	08.87
		A_{min}(cm²)	07.35	07.35	07.35	
A_v (adopté) (cm²)		21.56	15.84	15.84		
Choix des barres /nappe		07HA14	07HA12	07HA12		
S_t (cm)		5	5	5		
A_{Hmin}=0.0015*B		2.10	2.1	2.1		
A_H /nappe (cm²)		5.56	3.92	3.14		
Ferrailage des voiles		Choix des barres /nappe	14HA10	14HA10	14HA10	
			A=11.00	A=11.00	A=11.00	
		A_t (cm²)	4 épingles de HA8/m ²			
		A_{vj} (cm²)	6.03	3.27	3.19	
		Choix des barres	08HA10	08HA08	08HA08	
	A=6.28		A=4.02	A=4.02		
	Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,002	0,2	0,018
			τ_b (MPa)	0,003	0.026	0,026
		ELS	N_s (KN)	1686.51	1374.22	886.02
			σ_b (MPa)	1.97	9.77	6.30

IX-5) Ferrailage de refend à file d'ouverture :**(Les voiles longitudinaux)**

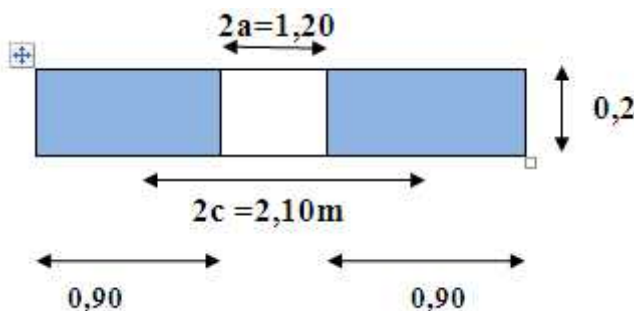
Sous l'action des forces horizontales, chaque élément du refend est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal.

Pour l'évaluation de ces sollicitations, commence par calculer le degré monolithisme α défini par.

$$\alpha = \omega * Z$$

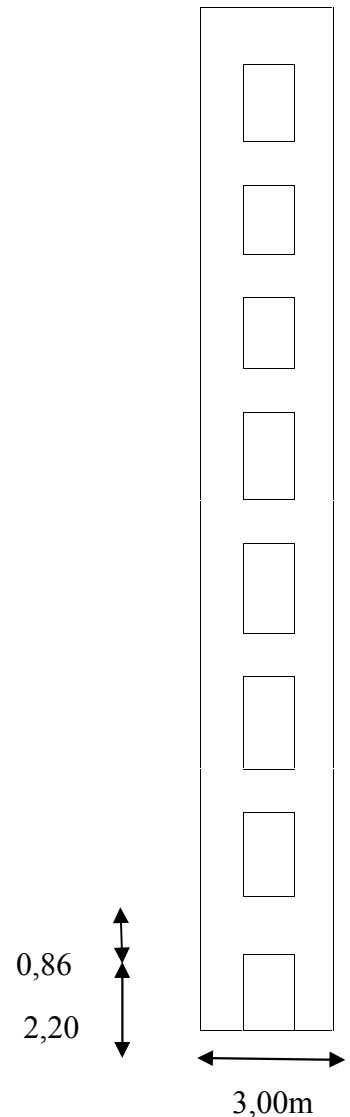
$$\omega^2 = 3 \frac{E' I}{E (l_1 + l_2) m a^3 l} \frac{i c}{a^3 l}$$

- Si $0 \leq \alpha \leq 1$: Refend à ouverture moyennes
- Si $\alpha \leq 1$: Refend à grande ouverture.
- Si $\alpha \geq 10\%$: Refend à petite ouverture.

Calcul de α :

- h : hauteur d'étage ($h = 3,06\text{ m}$)
- $Z = 31,47\text{ m}$ hauteur total du refend
- H : effort tranchant à la base du refend.
- $E = E'$ le même matériau dans le linteau et le trumeau (béton)
- i : inertie des linteaux

$$i = \frac{0,2 \cdot 0,86^3}{12} = 0,011\text{ m}^4$$
- I_1 : inertie du trumeau 1
- I_2 : inertie du trumeau 2



$$I_1 = I_2 = \frac{0,2 \cdot 0,9^3}{12} = 0,012 \text{ m}^4$$

- Ω_1 : aire du trumeau 1.
- Ω_2 : aire du trumeau 2.

$$\Omega_1 = \Omega_2 = 0,2 \cdot 0,9 = 0,18 \text{ m}^2$$

$$2c = \frac{0,9}{2} + 1,2 + \frac{0,9}{2} = 2,10 \text{ m}$$

- m : le moment statique

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{I_1} + \frac{1}{\Omega_1}} = \frac{2,10}{\frac{1}{0,18} + \frac{1}{0,18}} = 0,20 \text{ m}^3$$

- I : le moment d'inertie du refend.

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 0,012 + 0,012 + 2,10 \cdot 0,20 = 0,444 \text{ m}^4$$

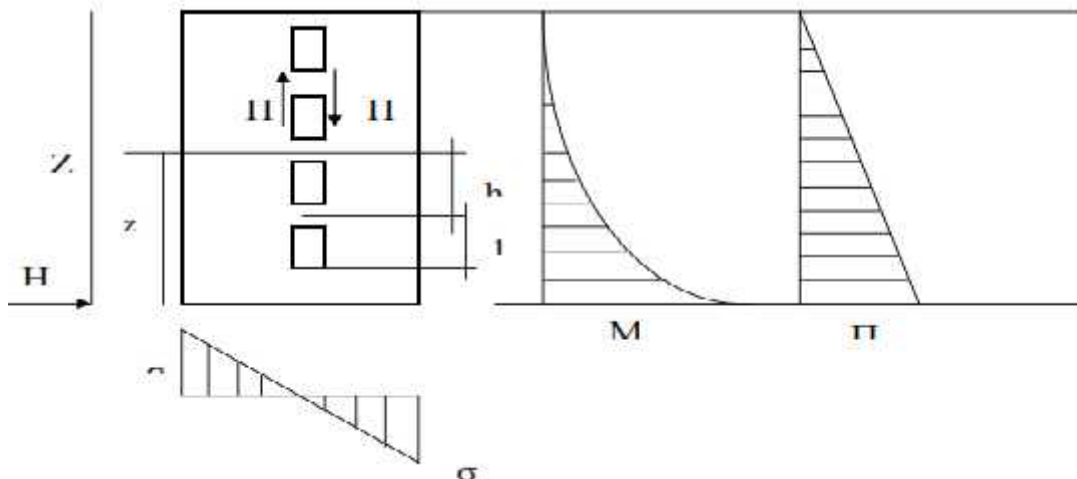
$$\omega^2 = 3 \frac{0,444}{(0,012 + 0,012)} \frac{0,011}{0,20} \frac{1,05}{0,6^3 \cdot 3,06} = 4,85 \quad \omega = 2,20$$

$$\alpha = 2,20 \cdot 21,42 = 47,20 \text{ cad } \alpha$$

Cas de refend à petite ouverture :

Dans ce cas, on peut négliger l'influence de l'ouverture et le refend sera calculé

comme un refend plein.



Les linteaux sont sollicités à chaque niveau par :

1. un effort tranchant : $\Pi = H_0 \frac{m l}{l} * (1 - \xi)$

2. un moment de flexion : $M = \pm \Pi a$

3. un effort normal N dû aux charges verticales.

Avec : $\xi = \frac{z}{Z}$ et $\alpha =$ → les abaques d'Albige et Goulet donnent \emptyset

Etage	ξ	\emptyset	1- ξ		M(KN.m)	N(KN)
21,42	1	0	0	0	0	0
18,36	0,86	0,28	0,14	132,04	235,03	111,92
15,30	0,71	0,48	0,29	273,50	856,05	407,64
12,24	0,57	0,75	0,43	405,54	1776,27	845,84
9,18	0,43	0,92	0,57	537,58	5016,42	2388,77
6,12	0,30	0,89	0,70	660,18	7044,12	3354,34
3,06	0,14	0,98	0,86	811,10	8151,55	3881,69
0	0	1	1	943,12	9478,36	4513,50

= V	$\frac{V}{V}$	σ (MPa)	0,2* f_{c28} (MPa)	0,06 f_{c28}	ZONE	M
0	0	0	5	1,5		0
132,04	184,86	1,19	5	1,5	Zone II	235,03
273,50	382,90	2,47	5	1,5		856,05
405,54	567,76	3,67	5	1,5		1776,27
537,58	752,61	4,86	5	1,5		5016,42
660,18	924,25	5,97	5	1,5		7044,12
811,10	1135,54	7,33	5	1,5		8151,55
					Zone I	
943,12	1320,37	8,53	5	1,5		9478,36

IX-5-1) Ferrailage des linteaux :

Comme précédemment énoncer, les linteaux sont soumis à **M** et **V**; car ce sont des poutres doublement encastrés qui constituent la liaison entre les différents trumeaux d'un même voile.

De ce fait, le **RPA 2003** propose de ferrailer les linteaux comme suit :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'**article 7-7-2** du **RPA 2003**, les linteaux doivent satisfaire la condition :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$$

Une fois cette condition vérifiée, d'après l'**article :7-7-3** du **RPA 2003** deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec des efforts M,V)

Nous aurons à disposer dans ce cas :

✚ Des aciers longitudinaux de flexion. **(A_l)**

✚ Des aciers transversaux. **(A_t)**

✚ Des aciers en zone courante (aciers de peau) **(A_c)**

IX-5-2) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}$$

Avec : $z = h - 2d$

h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 \cdot V_u$)

IX -5-3) Aciers transversaux :✓ Premier sous cas :Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

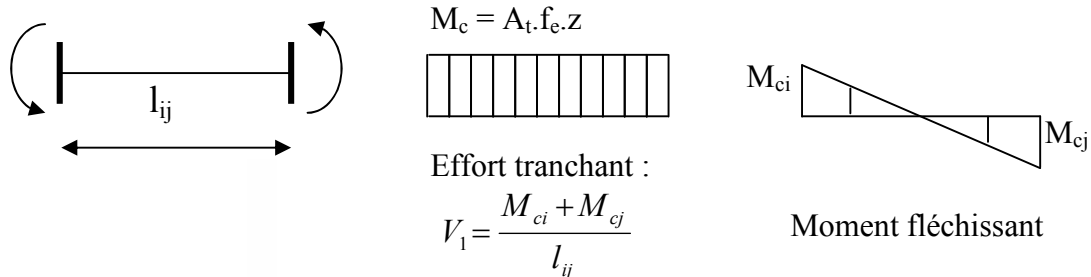
$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

 S_t : espacement des cours d'armatures transversales. A_t : section d'un cours d'armatures transversales.✓ Deuxième sous cas :Linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{et} \quad V = \min(V_1; V_2)$$

$$\text{Ou : } V_1 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \quad ; \quad V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

**Deuxième cas : $\tau_b \geq 0,06 f_c$**

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad ; \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

IX -6) Ferrailage minimal :

$$\text{Armatures longitudinales : } A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

Armatures transversales :

$$\begin{aligned} A_t &\geq 0,15\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b \leq 0,025 \cdot f_{c28} \\ A_t &\geq 0,25\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b > 0,025 \cdot f_{c28} \end{aligned}$$

Armatures de peau : $A_c \geq 0,20\% \cdot b \cdot h$

Armatures de diagonales :

$$\begin{aligned} A_D &\geq 0,15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0,06 \cdot f_{c28} \\ A_D &= 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28} \end{aligned}$$

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont données comme suite :

$$h=0,86\text{m} ; l=1,20\text{m} ; e=20\text{cm} ;$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = 2,47 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$$

a) Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 2,47 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage minimal qui sera adopté doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Le RPA 2003 : } (A_{1 \min} = A_1'_{\min}) \geq 0,15\% e h = 2,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le BAEL 91 : } (A_{1 \min} = A_1'_{\min}) \geq 0,23 x \frac{f_{t28}}{f_e} x e x (h - c) = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_1' = 2,58 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

$$\tau_b = 2,47 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } s \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21,50 \text{ cm} \quad \text{avec } s = 15 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 x b x s = 0,0025 x 20 x 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \text{ HA}8 \quad A_t = 1,00 \text{ cm}^2$$

c) Armatures diagonales

$$\tau_b = 2,47 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,50 \text{ MPa}$$

Donc ces armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Et $V = V_{calcul}$

$$\text{Avec } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l} = \frac{86-2 \times 3}{120} = 0,66 \quad \alpha = 33,70^\circ$$

$$A_D = \frac{273,50 \times 10^3}{2 \times 400 \times 10^2 \times 0,55}$$

$$A_D = 6,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 4HA16} \quad A_D = 8,04 \text{ cm}^2$$

Avec un cadre de $\emptyset 8$

d) Armatures de peau :

$$A_C \geq 0,002 \times e \times h = 0,002 \times 20 \times 86 = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 4HA12} \quad A_C = 4,52 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures longitudinale :**

	ZONE I	ZONE II
AL (cm²)	2,58	2,58
AL adoptee	3,14	3,14
AL sup	2HA10	2HA10
AL inf	2HA10	2HA10

❖ **Armatures transversales : $\tau_b > 0,025 f_c 28$**

	ZONE I	ZONE II
A_t (cm²)	0,75	0,75

A_t adoptee	1,00	1,00
Choix de section	2HA8	2HA8

❖ *Armatures de peau :*

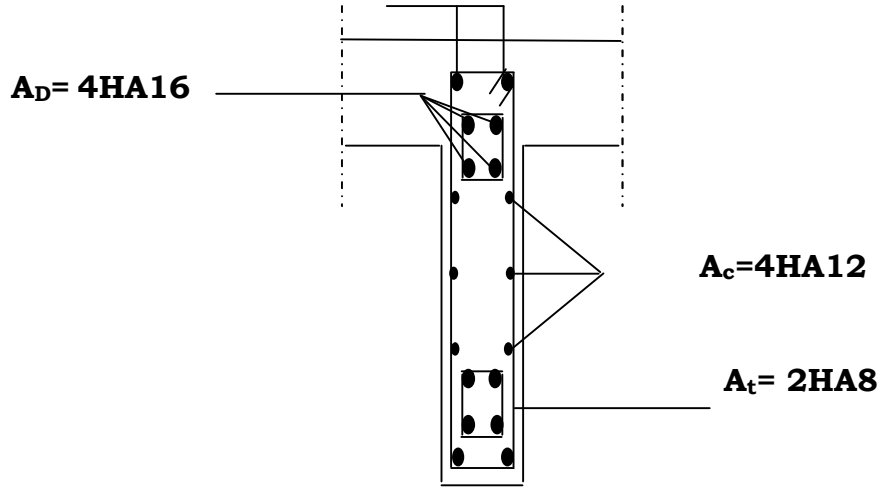
	<i>ZONE I</i>	<i>ZONE II</i>
A_C (cm²)	3,40	3,40
A_C adoptee	4,52	4,52
Choix de section	4HA12	4HA12

❖ *Armatures diagonale :*

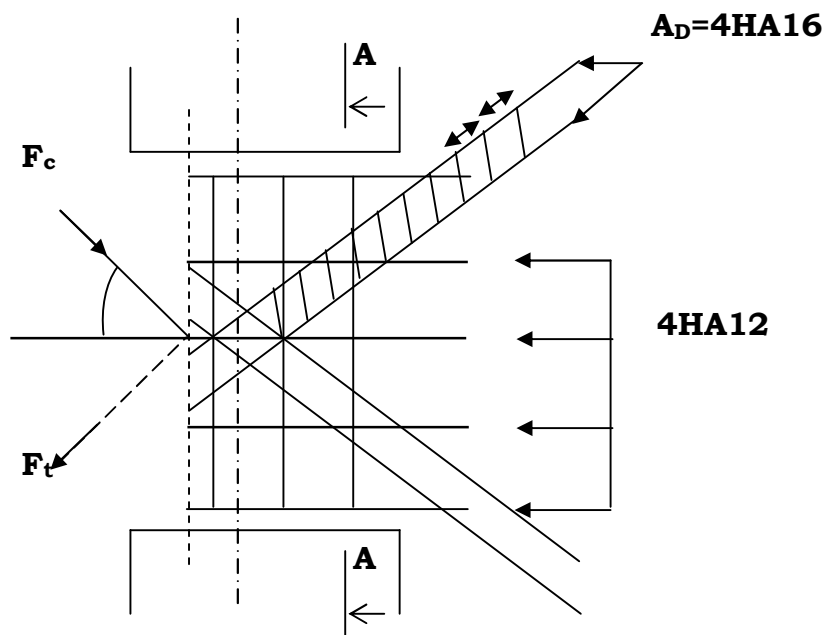
	<i>ZONE I</i>	<i>ZONE II</i>
A_D (cm²)	6,22	0
A_D adoptee	8,04	0
Choix de section	4HA16	0

$A_i' = 2HA10$

1



Coupe A-A



X-Etude de l'infrastructure :

Introduction :

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

X-1- Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

X-2) Étude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

· La contrainte admissible du sol

est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

· Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X-3) Etude préliminaire du choix de type de semelle :

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.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier générale et on opte pour le choix qui est vérifie.

D'après le

RPA99/version2003. les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

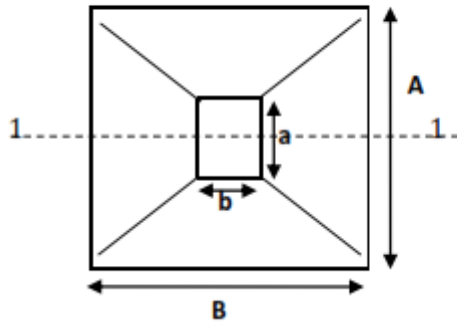
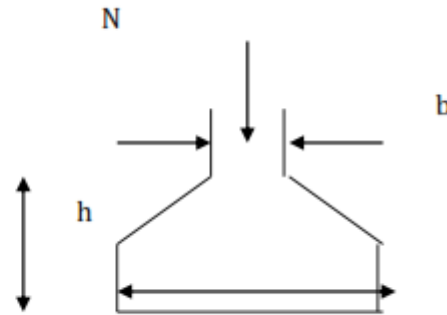
➤ **G+Q ± E**

➤ **0,8G ± E**

X-4) Fondations :

IX-4-1) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

**Fig X-1 : Vue en plan de la semelle****Fig X-2 : Coupe 1-1**

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

$$N_{ser} = 831,777 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,04 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

X-4-2) semelles filantes :**a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- Sens transversal

✓ **Tableau 1 : résultats des surfaces revenant aux voiles**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S ₁ = B x L [m ²]
VL1	640,46	3,55	0,90	3,20
VL2	814,87	3,55	1,15	4,10
VL3	1097,20	3,55	1,55	5,50
VL4	857,45	3,55	1,21	4,30
VL5	1071,56	3,55	1,51	5,36
VL6	429,34	1,78	1,21	2,15
VL7	400,00	1,78	1,12	1,99
VL8	774,05	3,55	1,10	3,90
VL19	864,56	3,55	1,22	4,33
				34,80

- Sens longitudinal:

✓ **Tableau 2 : résultats des surfaces revenant aux voiles**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S ₂ = B x L [m ²]
VL1	318,42	0,9	1,77	1,59
VL2	808,01	3,55	1,13	4,04
VL3	1686,51	1,40	6,02	8,42
VL4	1686,51	1,40	6,02	8,42
VL5	857,76	3,55	1,21	4,30
VL6	769,56	3,55	1,10	3,90
VL7	318,42	0,9	1,77	1,59
				32,26

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{vt} + S_{vt} = 67,07 \text{ m}^2$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol, Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle : $e \leq \frac{1}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale 4-

Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\bar{\sigma}_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

- Calcul la semelle dans le sens transversal.

➤ **Calcul :**

Soit le portique (3-3)

Tableau 3: résultats des efforts revenant aux poteaux.

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e _i	N × e _i
1	146,727	1,956	9,58	1405,64
2	684,223	-3,282	5,28	3612,70
3	731,467	-3,507	1,28	936,30
4	601,236	-3,387	-1,72	-1034,12
5	347,003	12,393	-5,72	-1984,85
6	173,886	6,095	-10,02	-1742,33
				1193,34

$$R = \sum N_i = 2684,54 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1193,34 - 10,26}{2684,54} = 0,44 \text{ m} \quad \text{Donc l'excentricité } e = 0,44 \text{ m}$$

➤ *Distribution par (ml) de la semelle :*

$$e = 0,44 \leq \frac{20,00}{6} = 3,33 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

- Calcul de q_{\max} et q_{\min} :

$$q_{\max} = \frac{R}{L_t} \cdot \left[1 + \frac{6e}{L_t} \right] = \frac{2684,54}{20,00} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot 0,44}{20,00} \right] = 151,94 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L_t} \cdot \left[1 - \frac{6e}{L_t} \right] = \frac{2684,54}{20,00} \cdot \left[1 - \frac{6 \cdot 0,44}{20,00} \right] = 116,50 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{2684,54}{20,00} \left(1 + \frac{3 \cdot 0,44}{20,00} \right) = 143,10 \text{ KN/ml}$$

➤ *calcul de la largeur B :*

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{143,10}{200} = 0,71 \text{ m}$$

On opte pour B = 1,20m

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$S_p = 1,20 \times 20,00 \times 7 = 168,00 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 67,07 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_s = S_p + S_v = 235,06 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 459,56 \text{ m}^2$

Remarque :

La surface totale des semelles représente 51,10% de la surface totale du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, alors on opte pour un radier général.

X-4-3) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier :

- est rigide en son plan horizontal,
- permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- facilite le coffrage,
- est exécutable rapidement,
- convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

a) Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.
- Selon la condition forfaitaire
- - **Sous voile** : $\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$.
- $L_{\text{max}} = 4,30 \text{ m}$ $53,7 \text{ cm} \leq h \leq 86 \text{ cm}$.

On prend : $h = 70 \text{ cm}$.

- **Sous poteaux**: la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40 \text{ cm}$.

➤ La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 60 \text{ cm}$.

➤ Vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec, L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0,73 \text{ m}$$

Soit : $h = 90 \text{ cm}$.

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h = 90 \text{ cm}$.
- ✓ Largeur de la nervure : $b = 45 \text{ cm}$.
- ✓ Hauteur de la dalle : $h = 40 \text{ cm}$.

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a: $G_t = 33443,536 \text{ KN}$

$Q_t = 24197,747 \text{ KN}$

Combinaison d'actions :

- **A l'ELU** : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 81445,39$

- **A l'ELS** : $N_s = G + Q = 57641,283$

- A l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{2 \sigma_{sol}} = \frac{81445,39}{2 \times 200} = 193,48 \text{ m}^2$

- A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{57641,283}{200} = 288,20 \text{ m}^2$

$$S_{bat} = 459,56 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS})$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (d'après les règles BAEL).

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{ner}}{2} ; 30\right) = 35 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de 40 cm dans les quatre sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{débord} = 494,88 \text{ m}^2$$

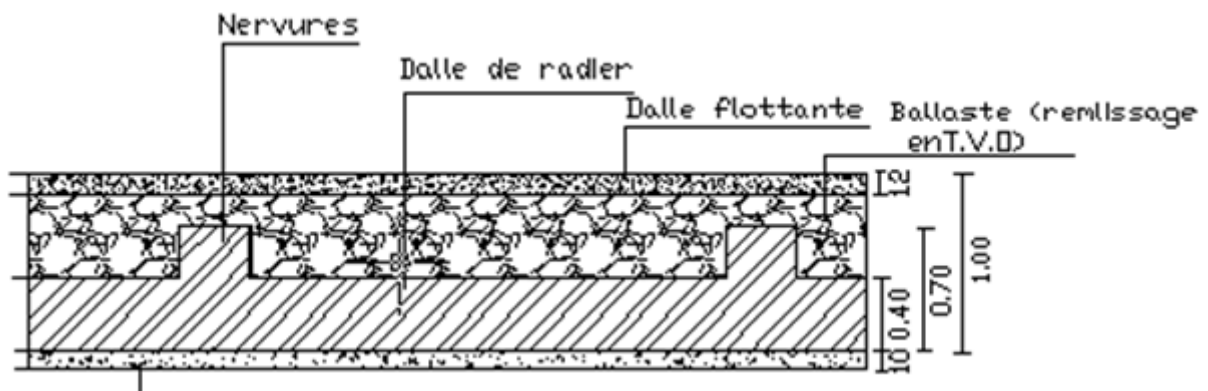


Figure X-3 : Coupe verticale du radier.

c) Vérifications :

- *Vérification de contrainte de cisaillement :*

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{81445,39 \times 1}{481,16} \times \frac{4,30}{2} = 363,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{363,93 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,01 \text{ MPa}$$

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

➤ *Vérification de la stabilité du radier :*
Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,35 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,35 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 17296 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 22102,25 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \text{ et } \sigma_1 = \sigma_{\max}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

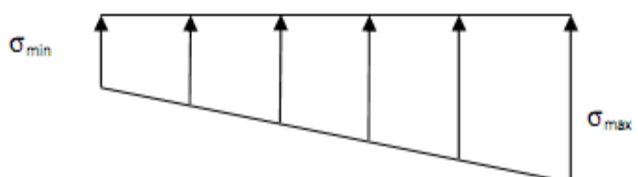


Fig X-4

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ *Sens longitudinal :*

$$\text{A l'ELU} : M_x = 27739,33$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{81445,39}{494,88} + \frac{27739,33}{22102,25} \times 11,35 = 178,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{81445,39}{494,88} - \frac{27739,33}{22102,25} \times 11,35 = 150,33 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 178,82 + 150,33}{4} = 171,69 \text{ KN/m}^2 \quad \left. \vphantom{\sigma_m} \right\} \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{sol} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : M_x = 27739,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57641,28}{494,88} + \frac{27739,33}{22102,25} \times 11,35 = 130,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57641,28}{494,88} - \frac{27739,33}{22102,25} \times 11,35 = 102,23 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 130,72 + 102,23}{4} = 124,76 \text{ KN/m}^2 \quad \left. \vphantom{\sigma_m} \right\} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

➤ *Sens transversal :*

$$\text{A l'ELU} : M_y = 31408,59 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{81445,39}{494,88} + \frac{31408,59}{17296} \times 10,35 = 183,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{81445,39}{494,88} - \frac{31408,59}{17296} \times 10,35 = 145,78 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 183,37 + 145,78}{4} = 173,97 \text{ KN/m}^2 ; 2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $M_y = 31408,59 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57641,29}{494,88} + \frac{31408,59}{17296} \times 10,35 = 135,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57641,29}{494,88} - \frac{31408,59}{17296} \times 10,35 = 97,68 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 135,27 + 97,68}{4} = 125,87 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

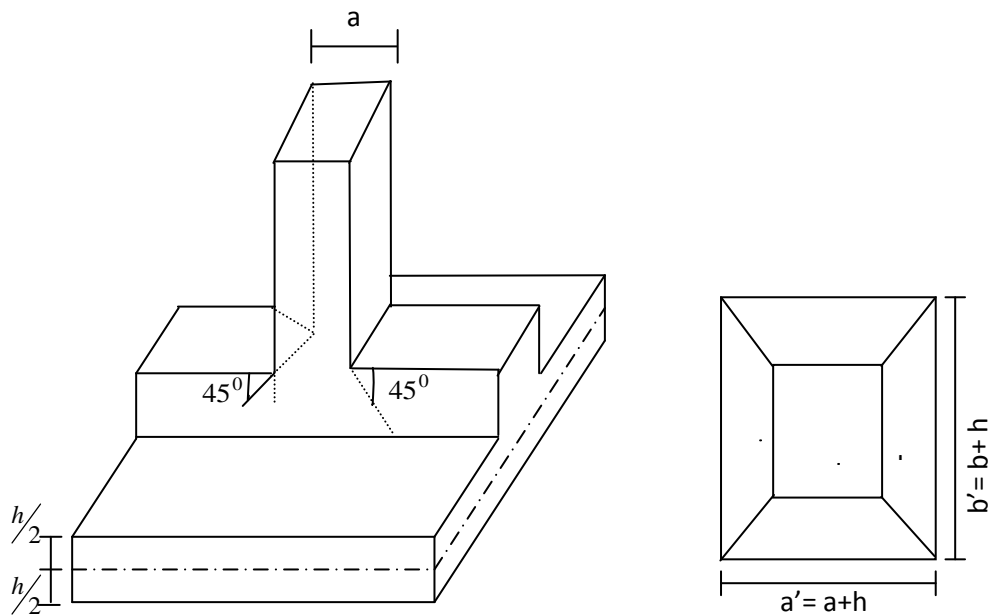


Fig X-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ *La vérification pour le poteau le plus sollicité :*

$$N_u = 1144,35 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,45 + 0,45 + 2 \cdot 0,9) = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5,4 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 3240 \text{ KN}$$

$$N_u = 1144,35 \text{ KN} < 32240 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *La vérification pour le voile le plus sollicité :*

$$N_u = 2359,47 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,2 + 3,55 + 2 \cdot 0,9) = 11,10 \text{ m} \quad N_u = 2359,47 \text{ KN} < 7492,5$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 11,10 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 7492,5 \text{ KN}$$

$$\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *Vérification à l'effort sous pression :*

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 0,9 m.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1,5$.

$$P = G_{\text{Superstructure}} + G_{\text{infrastructure}} = 33443,53 + 7029,97 = 40473,50 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 481,16 \times 10 \times 0,9 = 6495,66 \text{ KN}$$

$$P = 40473,50 \text{ KN} > 6495,66 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

➤ *1^{er} Cas :*

$\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{\text{ox}} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{\text{oy}} = 0$$

➤ *2^{eme} Cas :*

$0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

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.

d-1) Identification du panneau le plus sollicité : $v=0$,

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,30} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\mathbf{A \ell'ELU} : q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 173,97 - 1,35 \frac{7029,97}{494,88} = 154,79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\mathbf{A \ell'ELS} : q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 125,87 - \frac{7029,97}{494,88} = 111,66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

d-2) Calcul à l'ELU :

➤ *Evaluation des moments M_x, M_y :*

On obtient :

$$M_x = 0,0428 \times 154,79 \times 1 \times 4^2 = 106 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,649 \times 111,66 = 68,79 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront multipliés de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

➤ *Ferraillage dans le sens xx:*

Moments aux appuis Moments en travée :

$$\begin{aligned} M_{ua} &= (-0,5) \cdot M_x & M_{ut} &= (0,75) \cdot M_x \\ M_{ua} &= (-0,5) \times 106 & M_{ut} &= (0,75) \times 106 \\ M_{ua} &= -53 \text{ KN.m} & M_{ut} &= 79,5 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ *Aux appuis :*

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$\begin{aligned} A_{ua} &= \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53 \times 10^6}{0,986 \times 370 \times 348} = 417,46 \text{ mm}^2 / \text{ml} \\ A_{ua} &= 4,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned}$$

Soit 6 HA12 = 6,79 cm² avec un espacement 15 Cm

➤ *En travée :*

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{79,5 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,040 \rightarrow \beta_u = 0,980$$

$$\begin{aligned} A_{ut} &= \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{79,5 \times 10^6}{0,980 \times 370 \times 348} = 630,02 \text{ mm}^2 / \text{ml} \\ A_{ut} &= 6,3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned}$$

Soit 6 HA 12 = 6,79 Cm² avec un espacement de 15 Cm

➤ *Ferraillage dans le sens YY :*

Moments aux appuis Moments en travée :

$$\begin{aligned} M_{ua} &= (-0,5) \cdot M_y & M_{ut} &= (0,75) \cdot M_y \\ M_{ua} &= (-0,5) \times 78,79 & M_{ut} &= (0,75) \times 78,79 \\ M_{ua} &= -39,40 \text{ KN.m} & M_{ut} &= 51,60 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ *Aux appuis :*

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,40 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,020 \quad \rightarrow \beta_u = 0,99$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39,40 \times 10^6}{0,99 \times 370 \times 348} = 309,10 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement de 20 Cm

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{51,60 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,20} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,026 \quad \rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,60 \times 10^6}{0,987 \times 370 \times 348} = 406,02 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA14 = 7,70 cm² avec un espacement de 20 Cm

d-3) Vérifications :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{➤ } A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,8\% \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,93}{2} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$v=0,2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,30} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,050 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases}$$

$$q_{sm} = 111,66 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 0,050 \times 111,66 \times 1 \times 4^2 = 89,32 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,891 \times 89,32 = 79,60 \text{ kN.m}$$

Moments aux appuis Moments en travée :

$$M_{sa} = -0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,75 M_{s \max}$$

$$M_{sa} = -0,5 \times 89,32$$

$$M_{st} = 0,75 \times 89,32$$

$$M_{sa} = -44,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 73,74 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{53}{44,66} = 1,18 \text{ et } \mu = 0,027 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\alpha = 0,0355 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{79,50}{73,74} = 1,08 \text{ et } \mu = 0,04 \rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{1,08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

e) Ferrailage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales des panneaux et des nervures, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des extrémités de la structure.

f) Ferrailage des nervures :

f-1) Sollicitations de calcul :

- $A L'ELU$: $q_u = 154,79 \text{ kN/m}^2$.
- $A L'ELS$: $q_s = 111,66 \text{ kN/m}^2$.

Remarques :

- ✓ Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- ✓ Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- ✓ Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ Cas de chargement trapézoïdal :

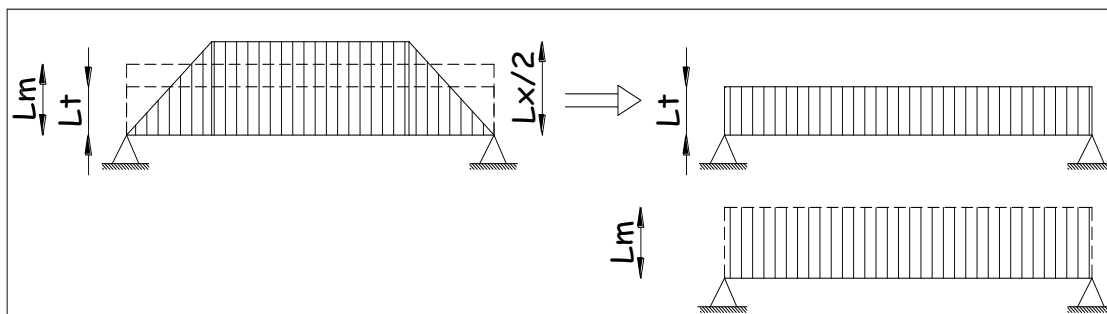


Fig X-6 : Présentation des chargements simplifiés.

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

➤ Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

✚ Effort tranchant : (1) $\Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$

✚ Moment fléchissant : (2) $\Rightarrow L_m = 0,33 \times L_x$

f-2) Calcul des charges :

➤ Sens transversale :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants : le portique (5-5)

Tableau 4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm_g [m]	Lt_g [m]	Pm_g [kN/m]	Pt_g [kN/m]
A-B	4,00	4,30	0,930	154,79	1,32	1,00	204,32	154,32
B-C	4,00	4,00	1,00	154,79	1,32	1,00	204,32	154,32
C-D	3,00	4,00	0,750	154,79	0,99	0,75	153,24	116,10
D-E	4,00	4,00	1,00	154,79	1,32	1,00	204,32	154,32
E-F	4,00	4,30	0,930	154,79	1,32	1,00	204,32	154,32

Tableau 5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm_d [m]	Lt_d [m]	Pm_d [kN/m]	Pt_d [kN/m]
A-B	3,50	4,30	0,814	154,79	1,16	0,875	179,56	135,44
B-C	3,50	4,00	0,875	154,79	1,16	0,875	179,56	135,44
C-D	3,00	3,50	0,857	154,79	0,99	0,750	153,24	116,10
D-E	3,50	4,00	0,875	154,79	1,16	0,875	179,56	135,44
E-F	3,50	4,30	0,814	154,79	1,16	0,875	179,56	135,44

Tableau 6 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

Travée	Pm_g [kN/m]	Pt_g [kN/m]	Pm_d [kN/m]	Pt_d [kN/m]	$\sum Pm$ [kN/m]	$\sum Pt$ [kN/m]
A-B	204,32	154,32	179,56	135,44	383,88	289,76
B-C	204,32	154,32	179,56	135,44	383,88	289,76
C-D	153,24	116,10	153,24	116,10	306,48	232,30
D-E	204,32	154,32	179,56	135,44	383,88	289,76
E-F	204,32	154,32	179,56	135,44	383,88	289,76

➤ *Sens longitudinale :*

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants : le portique (B-B).

Tableau 7 : Valeurs de calcul des charges des panneaux inférieur.

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [Kn/m ²]	Lm_{inf} [m]	Lt_{inf} [m]	Pm_{inf} [Kn/m]	Pt_{inf} [Kn/m]
1-2	3,50	4,00	0,875	154,79	1,16	0,875	179,56	135,44
2-3	4,00	4,00	1,00	154,79	1,32	1,00	204,32	154,79
3-4	3,50	4,00	0,875	154,79	1,16	0,875	179,56	135,44
4-5	3,50	4,00	0,875	154,79	1,16	0,875	179,56	135,44
5-6	4,00	4,00	1,00	154,79	1,32	1,00	204,32	154,79
6-7	4,00	4,00	1,00	154,79	1,32	1,00	204,32	154,79

Tableau 8 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de supérieur.

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm_{sup} [m]	Lt_{sup} [m]	Pm_{sup} [kN/m]	Pt_{sup} [kN/m]
1-2	3,00	3,50	0,875	154,79	0,99	0,75	153,24	116,10
2-3	3,00	4,00	0,750	154,79	0,99	0,75	153,24	116,10
3-4	3,00	3,50	0,875	154,79	0,99	0,75	153,24	116,10
4-5	3,00	3,50	0,857	154,79	0,99	0,75	153,24	116,10
5-6	3,00	4,00	0,750	154,79	0,99	0,75	153,24	116,10
6-7	3,00	4,00	0,750	154,79	0,99	0,75	153,24	116,10

Tableau 9 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur nervure.

Travée	$P_{m_{sup}}$ [kN/m]	$P_{t_{sup}}$ [kN/m]	$P_{m_{inf}}$ [kN/m]	$P_{t_{inf}}$ [kN/m]	$\sum P_m$ [kN/m]	$\sum P_t$ [kN/m]
1-2	153,24	116,10	179,56	135,44	332,80	251,54
2-3	153,24	116,10	204,32	154,79	357,56	270,89
3-4	153,24	116,10	179,56	135,44	332,80	251,54
4-5	153,24	116,10	179,56	135,44	332,80	251,54
5-6	153,24	116,10	204,32	154,79	357,56	270,89
6-7	153,24	116,10	204,32	154,79	357,56	270,89

f-3) Détermination des moments fléchissant :

Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le logiciel **ROBOT BAT**.

➤ Sens transversal :

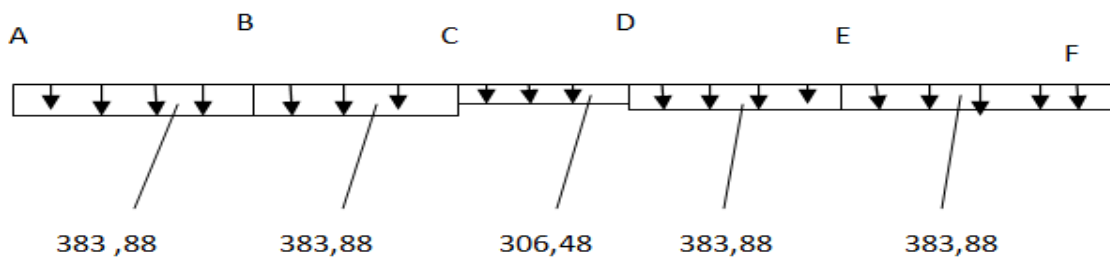


Figure X-7: Schémas statique de calcul des moments fléchissant (sens transversal)

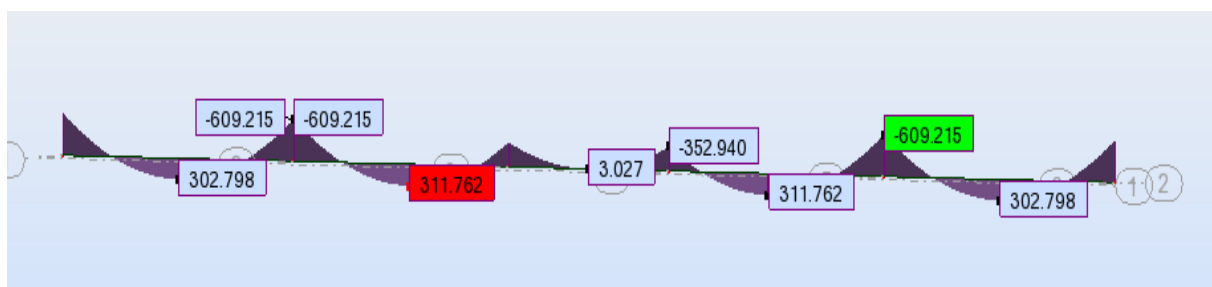


Figure- X-8: Diagramme des moments fléchissant sur la nervure (sens transversal).

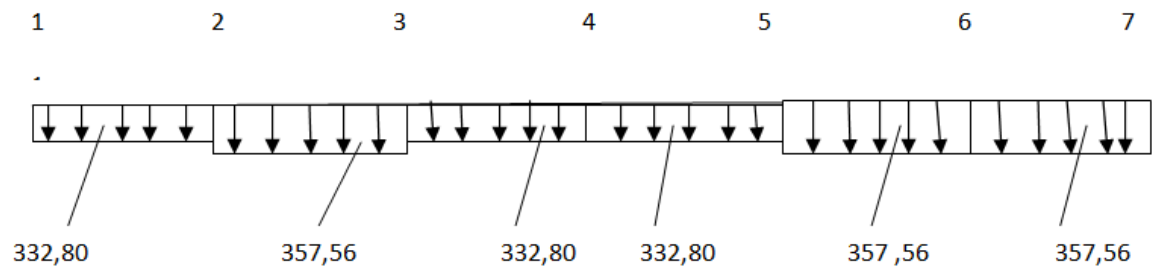


Figure -X-9 : Schémas statique de calcul des moments fléchissant (sens longitudinal)

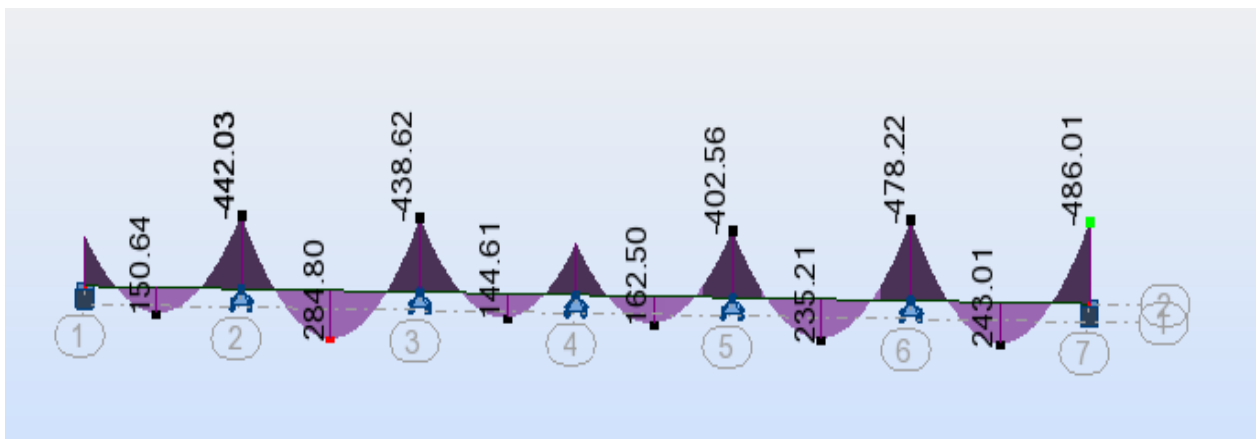


Figure-X-10: Diagramme des moments fléchissant sur la nervure (sens transversal).

f-X-4) Détermination des sections d'armatures des nervures .

Les calculs se feront avec les moments max, soit en travée ou en appuis.

➤ Armatures longitudinales :

✓ Sens transversal :

$$M_{a \max} = 609,215 \text{ KN m}$$

$$M_{t \max} = 311,762 \text{ KN m}$$

$$b = 45 \text{ cm} , d = 87 \text{ cm}$$

Tableau 10 : Ferrailage de la nervure transversal .

	M _u (KN.m)	U	μ _l	obs	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis (D)	609,215	0,125	0,392	S.S.A	0,932	24,19	5HA20+5HA16 =25,76
Travée (D-E)	311 ,762	0,064	0,392	S.S.A	0,967	10,65	5HA20 = 15,71

✓ Sens longitudinal :

$$M_{a\ max} = 486,01$$

$$M_{t\ max} = 284,80$$

$$b=45\text{cm}, d=87\ \text{cm}$$

Tableau 11 : Ferrailage de la nervure longitudinal .

	M _u (KN.m)	μ	μ _l	obs	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis (3)	486,01	0 ,100	0,392	S.S.A	0,995	16,13	5HA16+5HA14 =17,75
Travée (3-4)	284,80	0,058	0,392	S.S.A	0,970	9,70	5HA16 = 10,05

f-5) Vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité

✚ Sens transversal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 87 * \frac{2,1}{400} = 4,72\text{cm}^2$$

✓ En travée

$$A_u = 15,71\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,72\ \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 25,76\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,72\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Sens longitudinal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 87 * \frac{2,1}{400} = 4,72\text{cm}^2$$

✓ En travée :

$$A_u = 10,05\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,72\ \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 17,75\text{cm}^2 > A_{\min} = 4,72\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A .5.1. 221) :

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

Détermination des efforts tranchants :

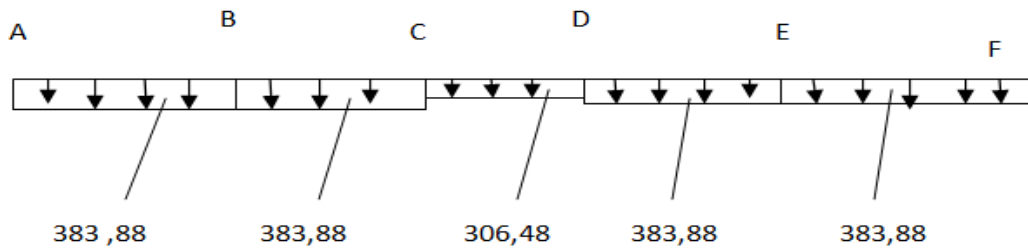


Figure X-11 : Schémas statique de calcul des efforts tranchants (sens transversal)

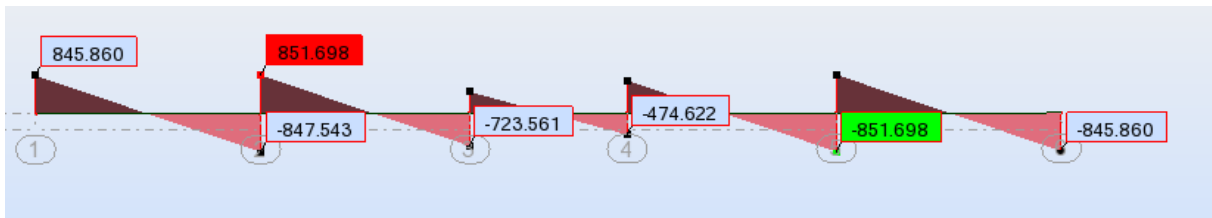


Figure- X-12 : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (sens transversal)

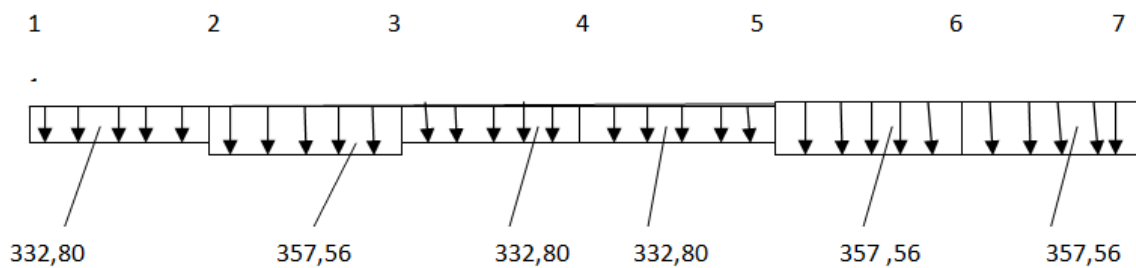
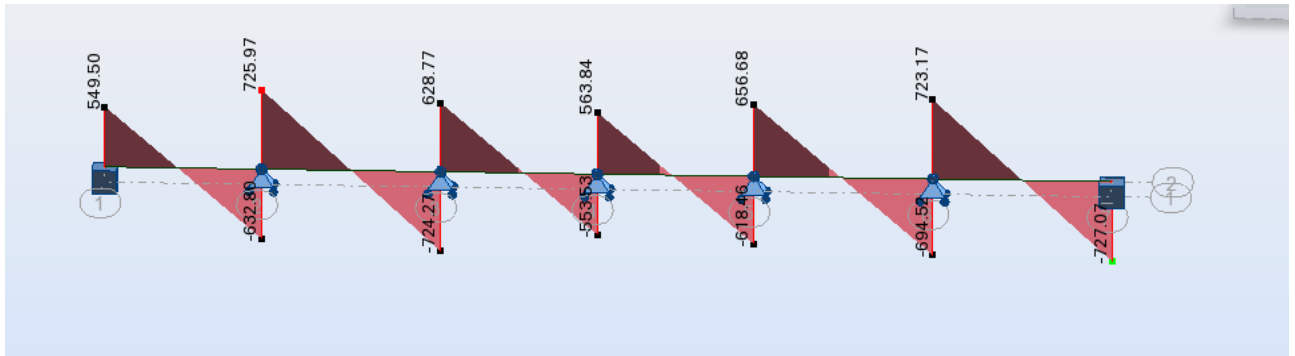


Fig IX-13 : Schémas statique de calcul des efforts tranchants (sens longitudinal)



Figre-X-14 : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (sens longitudinal)

✚ Sens transversal: $\tau_u = \frac{851,698 \times 1000}{450 \times 900} = 2,10 \text{ MPa}$

✚ Sens longitudinal: $\tau_u = \frac{725,97 \times 1000}{450 \times 900} = 1,8 \text{ MPa}$

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

- ✓ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :
- ✓ Sur le béton :

$$\text{Sens transversal : } \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 900 \times 450 = 2430000 \text{ N}$$

$$V_u = 851,698 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2430 \text{ KN}$$

$$\text{Sens longitudinal : } \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 900 \times 450 = 2430000 \text{ N}$$

$$V_u = 727,07 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2430 \text{ KN}$$

- Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{\text{amax}}}{0,9.d}$$

✚ Sens transversal :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(851,698 \times 10^3 + \frac{-609,215 \times 10^6}{0,9 \times 900} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 25,76 \text{ cm}^2 \geq 2,86 \text{ cm}^2$$

✚ *Sens longitudinal :*
$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} (725,97 \times 10^3 + \frac{-486,0110^6}{0,9 \times 900})$$

$$A_{appuis} = 17,75 \text{ cm}^2 \geq 3,62 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées sont suffisantes

➤ *Armatures transversal :*

✓ *Diamètre des aciers transversaux (Art .A.7.2, 2) :*

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left\{ 2 ; \frac{90}{35} ; \frac{45}{10} \right\} = 2 \text{ cm}$$

✓ *Le pourcentage minimal d'armatures transversales (Art. A.5.1, 22) :*

Selon le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min\{ 78,30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t * V_u}{0,9 * d * \sigma_s} = \frac{200 * 851,698 * 1000}{0,9 * 900 * 348} = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad ; \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} = \frac{604,3 * 400}{450 * 200} = 2,68 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

Selon le RPA 99 :

Espacement des armatures :

En Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min\{ 22,50 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

En Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} ; \text{On prend } S_t = 15\text{cm}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

soit : $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02\text{cm}^2 > A_{\min}$; pour (2cadre + 1étrier)

➤ *Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34) :*

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

Soit : 3HA12 / par paroi

f-6) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

➤ *Sens transversal :*

✓ *Aux appuis :*

$$M_s = 596,834 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 609,215 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{596,834}{616,834} = 1,02 \quad \text{et} \quad \mu = 0,123 \rightarrow \alpha = 0,1689$$

$$\alpha = 0,1689 < \frac{1,02 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,26$$

✓ *En travée :*

$$M_s = 285,548 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 311,762 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{311,762}{285,548} = 1,09 \quad \text{et} \quad \mu = 0,064 \rightarrow \alpha = 0,0828$$

$$\alpha = 0,0828 < \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295$$

➤ *Sens longitudinal :*

✓ *Aux appuis :*

$$M_s = 407,918 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 486,01 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{486,01}{407,918} = 1,19 \quad \text{et} \quad \mu = 0,10 \rightarrow \alpha = 0,132$$

$$\alpha = 0,132 < \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$$

✓ *En travée :*

$$M_s = 219,256 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 284,80 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{284,80}{219,256} = 1,29 \quad \text{et} \quad \mu = 0,058 \rightarrow \alpha = 0,0747$$

$$\alpha = 0,0747 < \frac{1,29 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton

X-4) Calcul du voile périphérique :

Afin de stabiliser le talus derrière notre structure et pour faire face au remblai retenu (poussées

des terres) ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

X-4-1) Pré dimensionnement du voile périphérique :

(Article : 10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

a) Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v : \text{Contrainte verticale } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

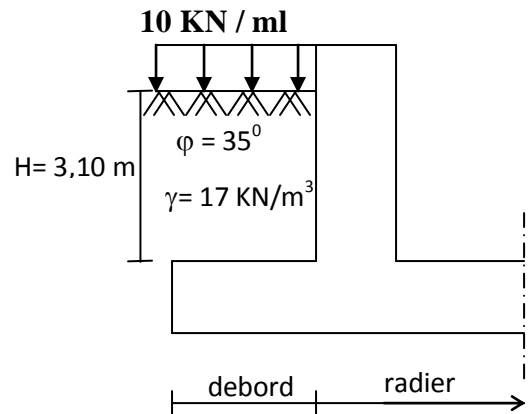
Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

✓ *Contrainte de la poussée*



X-4-2) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.54$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 3,10 \text{ m}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,54 = 8,1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,10 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 \times (1,35 \times 17 \times 3,10 + 1,5 \times 10) = 46,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

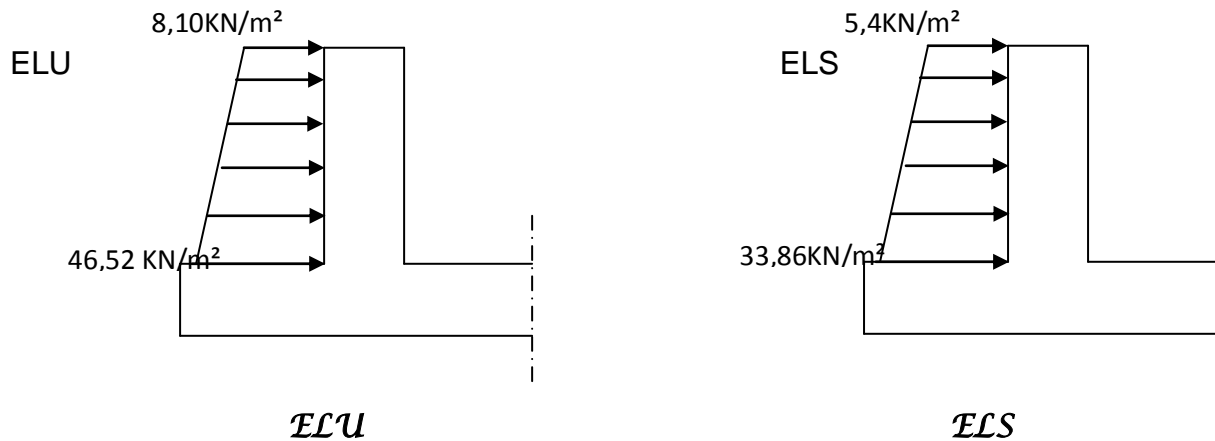
▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,54 \times 10 = 5,4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 3,10 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 (10 + 17 \times 3,10) = 33,86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Diagramme des contraintes :



X-15) Charges moyennes :

$$ELU : q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 46,52 + 8,1}{4} = 36,92 \text{ KN / ml}$$

$$ELS : q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 33,86 + 5,4}{4} = 26,75 \text{ KN / ml}$$

X-4-4) Ferraillage du mur de soutènement :

1) Méthode de calcul :

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher du S-SOL).

2) Détermination des moments :

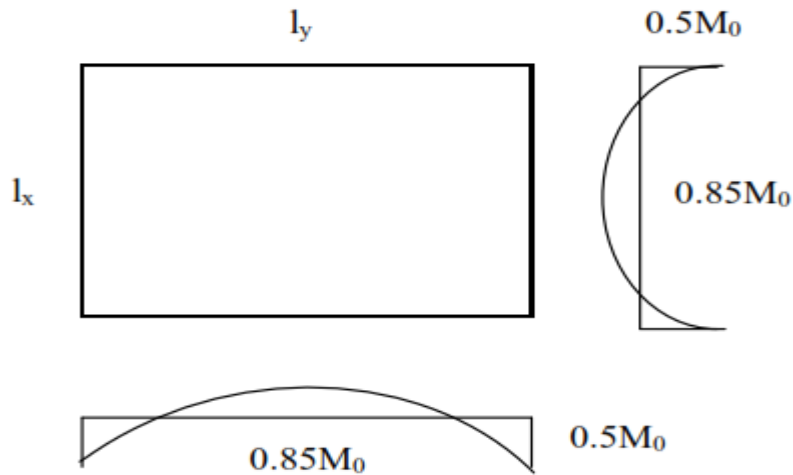
La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encasté à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastement sur les grandes cotés :
0.3 : Appuis de rive

0.5 : Autre appuis



3) Identification des panneaux :

$$l_x = 3,10 \text{ m}$$

$$l_y = 4,30 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,10}{4,30} = 0,72 > 0,4 \text{ le panneau travaille dans les deux sens}$$

4) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,464 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0658 \times 36,92 \times 3,10^2 = 23,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,464 \times 23,34 = 10,83 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens xx :

- Aux appuis : $M_a = 0,3 M_{0x} = 0,5 \times 23,34 = 11,67 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 11,67 = 9,92 \text{ KN.m}$

➤ Sens yy :

- Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 10,83 = 5,42 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 10,83 = 9,20 \text{ KN.m}$

5) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,608 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0719 \times 26,75 \times 3,10^2 = 18,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,608 \times 18,48 = 11,23 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens xx :

- Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 18,48 = 9,24 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 9,24 = 7,85 \text{ KN.m}$

➤ Sens yy :

- Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 11,23 = 5,61 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 5,61 = 4,77 \text{ KN.m}$

X-4) Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ ₁	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	11,67	0,03	0,392	SSA	0,985	2,00	2	5HA10 = 3,93	20
	Travée	9,92	0,02	0,392	SSA	0,990	1,70	2	5HA10 = 3,93	20
YY	Appuis	5,41	0,01	0,392	SSA	0,995	1,00	2	5HA10 = 3,93	20
	travée	9,20	0,02	0,392	SSA	0,990	1,60	2	5HA10 = 3,93	20

Tableau 12- ferrailage du voile périphérique

X-4-4) Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

X-5) Vérification à l'ELS :

X-5-1) Vérification des contraintes :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	Γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	Appui	11,67	9,24	1,26	0,0741	0,38	<i>vérifiée</i>
	Travée	9,91	7,85	1,26	0,0741	0,38	<i>vérifiée</i>
Sens y - y	appui	5,42	5,61	0,96	0,056	0,10	<i>vérifiée</i>
	travée	9,20	4,77	1,93	0,110	0,71	<i>vérifiée</i>

Tableau 13- vérification des contraintes à l'ELS

X-5-2) Vérification de la flèche :

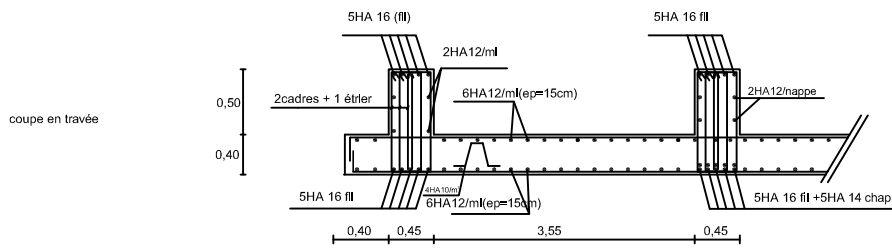
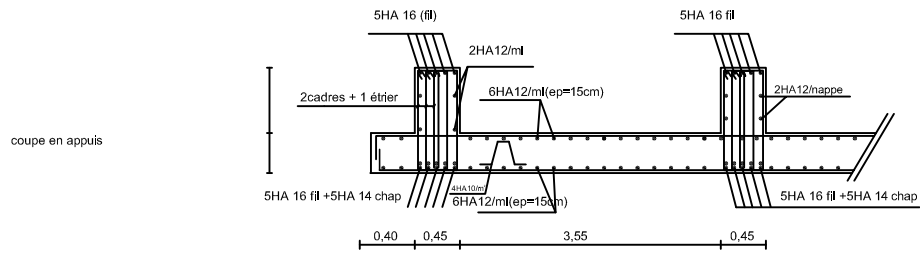
Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

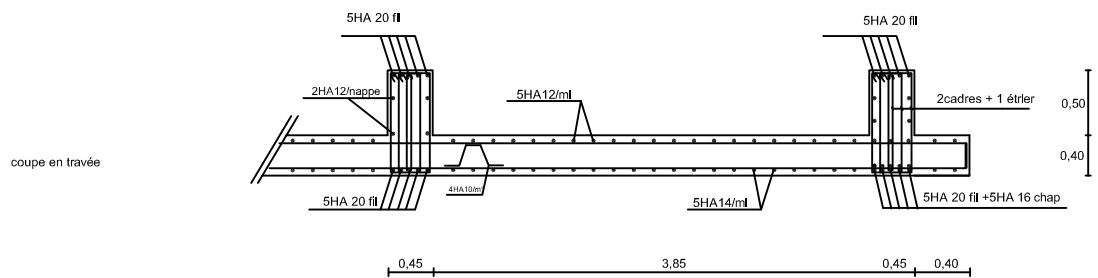
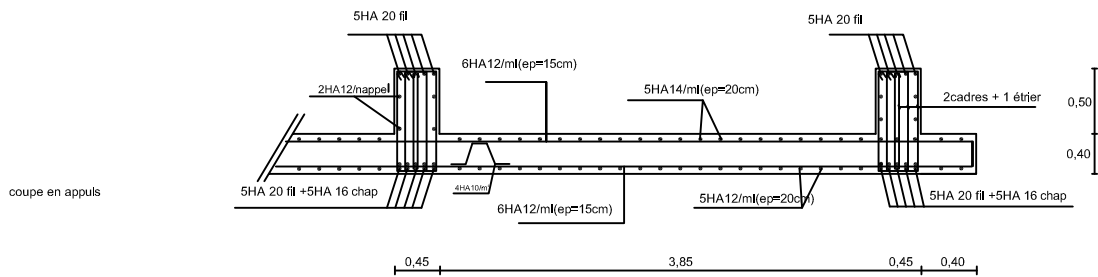
$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{310} = 0,065 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{9,91}{20 \times 7,85} = 0,06 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 17} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



Sens longitudinale



Sens transversal

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:		ETUDE PAR:
Coffrage et ferrailage du radler		Melle: FERHAT fazla Melle: MOKDES bouta
		DIRIGE PAR:
		Mr.
ECHELLE	PLANCHE N° 01	PROMOTION 2011-2012

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes et de mettre en évidence quelques principes de bases qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on cherche aussitôt, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

Bibliographie

- *BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996)*
- *BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994)*
- *BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Edition EYROLLES (Pierre CHARON)*
- *Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).*
- *Calcul pratique des tours en béton armé. Marius DIVER (Edition DUNOD 1972)*
- *DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*
- *Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.*
- *Cours de béton armé, Ua.J.F Grenoble I*