

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 en génie civil.
Option : Construction civile et industrielle (CCI).

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation
contreventée par voiles
avec l'utilisation du logiciel ETABS**

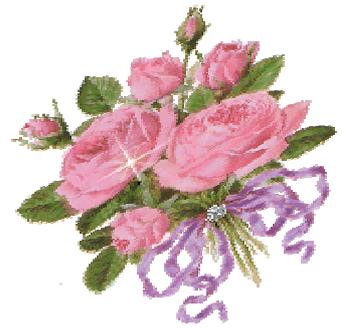


Dirigé par : M^r MOSTEFAI .K

Réalisé par : M^r BELHACENE SMAIL

Promotion 2014-2015

Remerciements



«Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues.»

*Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont en premier lieu à **dieu** le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer mon travail dans les meilleures conditions.*

Pour réaliser ce travail, plusieurs personnes nous ont assistés, chacune à sa manière. Il est opportun, à cette occasion, de leur réitérer mes remerciements :

- ✱ Mes chers **parents** de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*
- ✱ Mes frères et sœur pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement*
- ✱ Mes **amis** qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour me venir en aide.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur **M^r MOSTEFAI Kamel** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail. Pour sa disponibilité, ses précieux conseils, orientations brillantes et motivations, qui il ma gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce travail.*

*Je tiens à remercier chaleureusement tous les **enseignants** de la **faculté de génie civil** qui ont montrer une disponibilité sans faille pour enrichir de connaissances et de savoir, ainsi aux **responsables de la bibliothèque**, qui nous ont beaucoup facilités notre recherche bibliographique.*

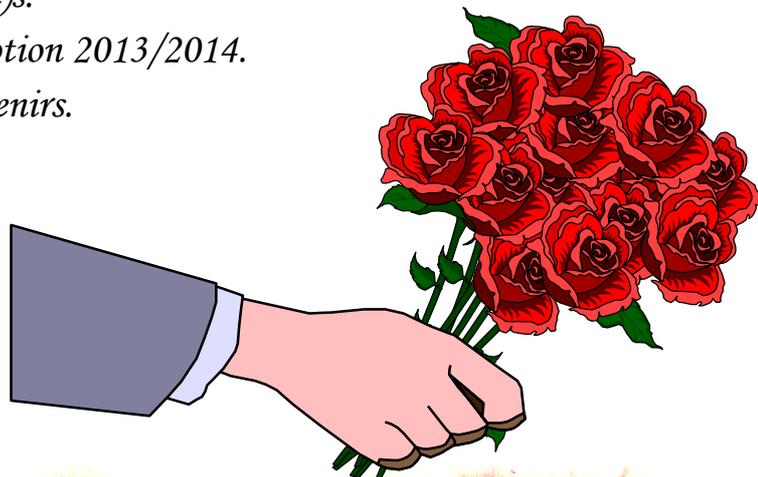
*Mes remerciements s'adresse également aux membres du **jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté a mon travail, et que j'ose espérer qu'ils couronneront d'une bonne appréciation.*

Dédicaces



Ce travail est dédié à :

- ✿ *La mémoire de mon cher frère DJAFFAR; Celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin.*
- ✿ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long parcours.*
celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez ; ma très cher mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis aujourd'hui.
- ✿ *Mes très chers frères (Hocine, Ahcene, M^d Ouali, Amokrane, Mouloud).*
- ✿ *Mes sœurs DALILA et SAMIRA.*
- ✿ *Mes neveux et mes nièces.*
(Rabah, Arezki, Boussad, Said, Said, millissa, ouiza, tiziri, tanina, horia, nouara, sarah)
- ✿ *Toute ma famille BELHACENE sans exception et mes proches.*
- ✿ *Tous mes ami(e)s.*
- ✿ *Toute la promotion 2013/2014.*
- ✿ *Promotions avenir.*



Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Description et Présentation de l'ouvrage	02
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	02
I.3. Eléments composants la superstructure	02
I.4. Caractéristiques des matériaux	03
I.5. Protection des armatures	08

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Les planchers	09
II.2. Les voiles	09
II.3. Les poutres	11
II.4. Les poteaux	13

CHAPITRE III : Calcul des éléments non structuraux

III.1. L'acrotère	24
III.2. Les plancher	30
III.3. Escalier	43
III.4. Poutre palière	58

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

IV.1. Choix de la méthode de calcul	67
IV.2. Centre de masse	68
IV.3. Périodes de vibrations	74
IV.4. Les déplacements	74
IV.5. L'effet P-Delta	79
IV.6. Pourcentages des portiques	80

CHAPITRE V : Résultat d'étude aux chargements

CHAPITRE VI : Ferrailages des éléments structuraux

VI.1. Les poteaux	92
VI.2. Les poutres	101
VI.3. Les voiles	110

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Les fondations (isolées et filantes)	119
VII.2. Ferrailage de radier général	129
VII.3. Ferrailage du débord	133
VII.4. Ferrailage de la nervure	135

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

N° de la figure	Désignation	N° de page
I.1	Diagramme parabole rectangle	3
I.2	Diagramme de contrainte-déformation	4
I.3	Diagramme contrainte-déformation	6

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

N° de la figure	Désignation	N° de page
II.1	coupe transversal sur un plancher à corps creux	8
II.2	Vue du voile en perspective	9
II.3	Coupe des voiles en plan	9
II.4	Coupe transversale du plancher terrasse	14
II.5	Coupe transversale du plancher d'étage courant	15
II.6	Surface revenant au poteau C3	16
II.7	Loi de dégression des surcharges	18

Chapitre III : calcul des éléments

N° de la figure	Désignation	N° de page
III.1	Coupe verticale de l'acrotère	24
III.2	Diagrammes des efforts internes de l'acrotère	25
III.3	Schéma statique de la poutrelle	32
III.4	Schéma statique du portique poutrelles le plus sollicité	34
III.5	Diagramme des moments fléchissant des poutrelles	36
III.6	Diagramme des efforts tranchant des poutrelles	36
III.7	Section de ferrailage des poutrelles	37
III.8	Vue d'ensemble d'un escalier	43
III.9	Schéma statique de l'escalier à l'ELU	45
III.10	Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant (ELU) de l'escalier	48
III.11	Schéma statique de l'escalier à l'ELS	52
III.12	Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant (ELS) de l'escalier	54
III.13	Schéma statique de la poutre palière a l'ELU	59
III.14	Schéma statique de la poutre palière a l'ELS	59
III.15	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU de la poutre palière	60
III.16	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS de la poutre palière	62

Chapitre IV : Modélisation de la structure

N° de la figure	Désignation	N° de page
IV.1	Modèle 3D de la structure	69
IV.2	Disposition des voiles dans la structure	70
IV.3	Spectre de réponse de calcul	71
IV.4	Vérification des déplacements selon Ex	79
IV.5	Vérification des déplacements selon Ey	80
IV.6	Vérification des déplacements selon E45	81
IV.7	Efforts repris par l'ensemble selon Ex	82
IV.8	Efforts repris par les voiles selon Ex	83
IV.9	Efforts repris par l'ensemble selon Ey	83
IV.10	Efforts repris par les voiles selon Ey	84
IV.11	Efforts repris par les portiques selon Ex	84
IV.12	Efforts repris par les portiques selon Ey	85

Chapitre V I: Ferrailage des éléments structuraux

N° de la figure	Désignation	N° de page
VI.1	Schéma de calcul en flexion simple	101
VI.2	Délimitation de la zone nodale	106
VI.3	Diagrammes des contraintes (SEC)	110
VI.4	Diagrammes des contraintes (SPC)	110
VI.5	Diagrammes des contraintes (SET)	110
VI.6	Disposition des armatures verticales dans les voiles	113

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

N° de la figure	Désignation	N° de page
VII.1	Vue en plan de la semelle	120
VII.2	Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle	121
VII.3	Diagramme des contraintes	126

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

N° du tableau	Désignation	N° de page
I.1	Caractéristiques des aciers	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

N° du tableau	Désignation	N° de page
II.1	Poids propre du plancher terrasse	14
II.2	Poids propre du plancher courant	15
II.3	Surcharge d'exploitation	16
II.4	Récapitulatif de la descente de charge	19

Chapitre IV : Modélisation de la structure

N° du tableau	Désignation	N° de page
V.1	Les valeurs du spectre de réponse	73
V.2	Centre de torsion et centre de masse de la structure	74
V.3	Période et participation massique	75
V.4	Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base	76
V.5	Masse des différents niveaux selon X et Y	77
V.6	La force sismique à la base	77
V.7	Vérification de la résultante des forces sismiques	75
V.8	Vérification les déplacements relatifs	82

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

N° du tableau	Désignation	N° de page
VI.1	Calcul des armatures dans le sens longitudinal	95
VI.2	Calcul des armatures dans le sens transversal	96
VI.3	Vérification des contraintes dans le sens longitudinal	97
VI.4	Vérification des contraintes dans le sens transversal	97
VI.5	Ferrailage des poutres principales (25×40) en travée	101
VI.6	Ferrailage des poutres principales (25×40) aux appuis	101
VI.7	Ferrailage des poutres secondaires (25×35) en travée	102
VI.8	Ferrailage des poutres secondaires (25×35) aux appuis	102
VI.9	Vérification du ferrailage des poutres Principales (25×40) à l'ELU	106
VI.10	Vérification du ferrailage des poutres secondaires (25×35) à l'ELS	107
VI.11	Vérification de la flèche dans les poutres Principales (25×40)	108
VI.12	Vérification de la flèche dans les poutres secondaires (25×35).	108
VI.13	Ferrailage des voiles zone I	116
VI.14	Ferrailage des voiles zone II	117

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

N° du tableau	Désignation	N° de page
VII.1	Surface des semelles sous voiles (sens longitudinal)	119
VII.2	Surface des semelles sous voiles (sens transversal).	119
VII.3	Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle	121
VII.4	Ferraillage du panneau de dalle à l'ELU	130
VII.5	Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens X-X	134
VII.6	Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens Y-Y	134
VII.7	Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens XX	134
VII.8	Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens YY	134

INTRODUCTION

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs aux deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer l'effondrement de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire de manière significatif les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets d'impacts psychologiques sur les occupants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment pour aboutir au sol.

C'est dans le contexte que je propose une étude d'un bâtiment R+5 contreventé par des voiles ;

pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, j'ai fait appel au règlement parasismique algérien **RPA 2003**.

I.1. Description et Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en (R+5) à contreventement mixte, ce bâtiment faisant l'objet de notre étude ce compose d'un rez-de-chaussée à usage d'habitation ainsi pour les autres étages, la terrasse est non accessible.

Notre immeuble est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la ville de Tizi-Ouzou classé par le **RPA99 modifié 2003** comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).sur un terrain meuble dont la contrainte de sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

- Longueur du bâtiment **25,20 m**
- Largeur du bâtiment**18,70 m**
- Hauteur totale du bâtiment**19,50 m**
- Hauteur du RDC (courant) **03,15 m**
- Hauteur d'étage courant **03,15 m**
- Hauteur de l'acrotère **00,60 m**

I.3. Eléments composants la superstructure :

a. Ossature :

- L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens x et y.
- Les portiques sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.
Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

b. Planchers :

Les planchers sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, coulée sur place. Le plancher terrasse est inaccessible, avec une forme de pente de **1.5%** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c. Maçonneries :

❖ **Murs extérieurs** : ils sont en double cloison de briques creuses de **10 cm** séparés par une lame d'air de **5 cm**.

❖ **Murs intérieurs** : ils sont en simple cloison de **10 cm**.

d. Revêtements :

- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles de bain.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures.

e. Escaliers :

La tour est munie d'une cage d'escaliers menant aux différents étages. Ils comportent deux volées et sont constitués de paliers et paillasse réalisés en béton armé et coulés sur place.

f. Coffrages :

Pour des raisons pratiques, on utilise des coffrages métalliques et en bois.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Le béton :

Dans le cas courant le béton utilisé est dosé à **400 Kg /m³** de CPJ ; résistance caractéristique **42,5 MPa**. Sa composition sera fait scientifiquement par la méthode de Faury.

a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression désignée par f_{c28} (résistance en compression à 28 jours). Cette dernière est déterminée par écrasement d'éprouvettes normalisées (**16×32 cm²**).

Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Art A.2.1.11/BAEL 91

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

b. Résistance caractéristique à la traction :

Elle est donnée par :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

Art A.2 .1.12/BAEL 91

D'ou : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Contraintes limites du béton :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

Elle correspond à la valeur maximale de capacité portante vis a vis de l'équilibre statique, de la résistance de l'un des matériaux et de la stabilité de forme.

La contrainte limite du béton à L'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Art A.4.3.41/BAEL 91

Avec :

$$\gamma_b : \text{coefficient de sécurité} \Rightarrow \gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation courante.} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : coefficient de durée d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } j > 24\text{h} \\ 0,9 & \text{si } 1 < j < 24\text{h} \\ 0,85 & \text{si } j < 24\text{ h} \end{cases}$$

j : durée probable d'application de la combinaison considérée.

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

❖ **Etat limite de service :**

La contrainte limite de compression du béton est donnée par :

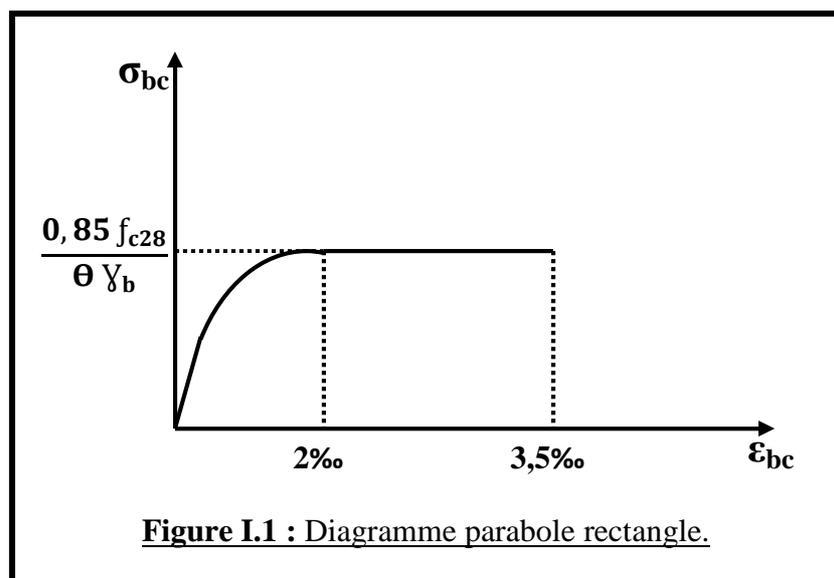
$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Art A.4.5.2/BAEL 91}$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

d. **Diagramme contraintes déformations du béton :**

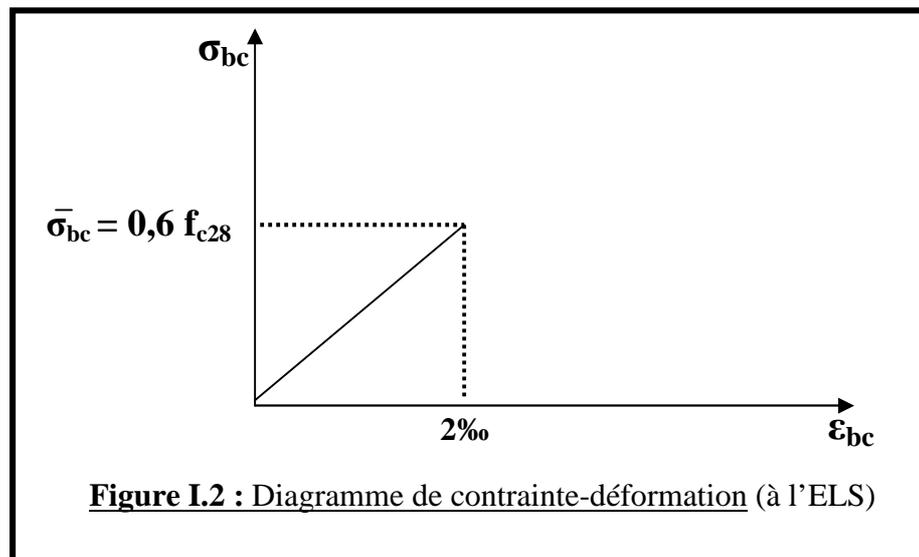
❖ **A l'état limite ultime (ELU) :**

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la **figure I-1**



❖ **A l'état limite de service :**

Le béton considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte –déformation est illustré dans la figue I.2.



e. **Contrainte tangentielle conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d_{bc}} \quad \text{Art A.5.1/BAEL 91}$$

τ_u ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$ Pour les fissurations peu nuisible.
- $\tau_u = \min \{0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

f. **Module de déformation longitudinale :**

❖ **Module de déformation instantanée :** Art A.2.1.21/ BAEL 91

Lorsque la contrainte appliquée est inferieure à 24 heure (chargement de courte durée), il résulte un module égale à :

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

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égale à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

$$E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 3700 (25)^{1/3} \Rightarrow E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

g. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté "G" et donné par la formule suivante :

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

Avec :

ν : Coefficient de poisson

E : Module de Young.

h. Coefficient de poisson :

C'est le rapport de déformation transversale et longitudinale, il sera pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

II.4.1. Aciers :

Dans notre cas, les armatures de ferrailage de tous les éléments de notre structure est en haute adhérence (AH).

Dans le présent projet, nous auront utilisé deux (02) types d'aciers dont les principales caractéristiques sont groupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soude TL520 $\varnothing < 6$ mm	TS	520	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.

a. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale E_s , sera pris égale à :

$E_s = 200000$ MPa (Art A.2 .2.1/BAEL 91)

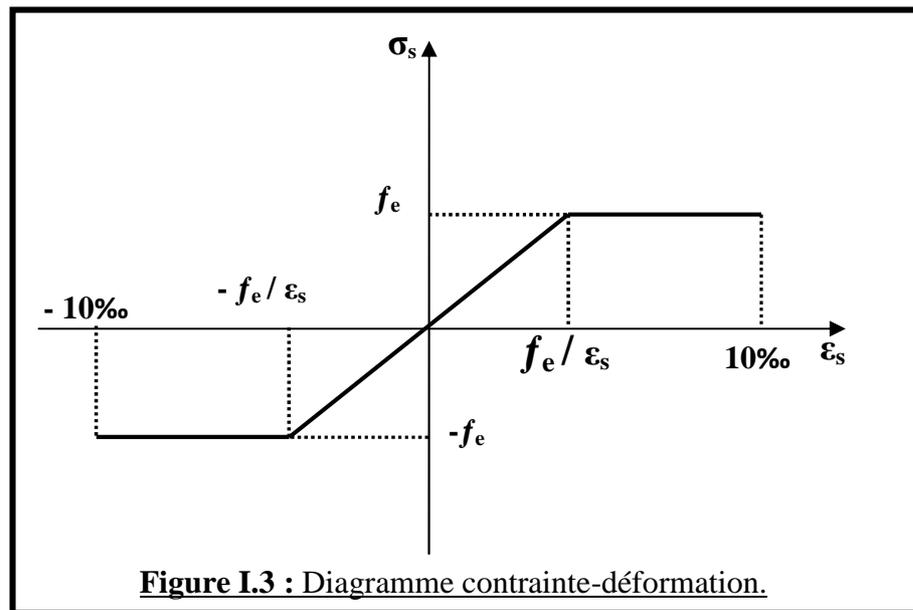
b. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à **0.3**.

c. Limite élastique garantie f_e :

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de **2%**.

d. Diagramme contrainte – déformation :



e. Contrainte limite de l'acier :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

La contrainte limite de la déformation de l'acier est donnée par l'Art A .4.3.2/BAEL 91

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

Les valeurs obtenues pour notre cas sont :

- $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ Pour les HA 400.
- $\sigma_{st} = 452,17 \text{ MPa}$ Pour les treillis soudés.

❖ Etat limite de service (ELS) :

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

- Fissurations peu nuisibles : Art 4.5.3.2/BAEL 91

Pour les éléments intérieurs, aucune vérification n'est à effectuer.

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

Avec : $\gamma_s = 1,15$

- **Fissurations préjudiciables : Art 4.5.3.2/BAEL 91**

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration égale à :

1,6 pour les HA si $\varnothing \geq 6$ mm

1,3 pour les HA si $\varnothing < 6$ mm

Les valeurs obtenues sont :

$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \text{ MPa} \}$ Pour les HA 400 ; $\varnothing \geq 6$ mm

$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 181,75 \text{ MPa} \}$ Pour les HA 400 ; $\varnothing < 6$ mm

- **Fissurations très préjudiciables : Art A .4 .5.3.4/BAEL 91**

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0,5 f_e ; \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ [MPa]}$$

η : Coefficient de fissuration relative égal à **1,6**

Les valeurs obtenues sont :

$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \text{ MPa} \}$ Pour les HA 400

I.5. Protection des armatures : Art A.7.2.4 BAEL 91

Afin de protéger les aciers contre la corrosion, le règlement nous impose des dimensions minimales d'enrobage des aciers (C).

- $C \geq 1$ cm : Si l'élément est situé dans un local couvert non soumis à des condensations.
- $C \geq 2$ cm : Si les éléments sont exposés aux intempéries et aux condensations.
- $C \geq 3$ cm : Si les éléments sont soumis aux actions agressives.
- $C \geq 4$ cm : Si l'atmosphère est agressive.

II.1. Les planchers :

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue un type de planchers :

II.1.1. Planchers à corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression, la hauteur du plancher est déterminée par :

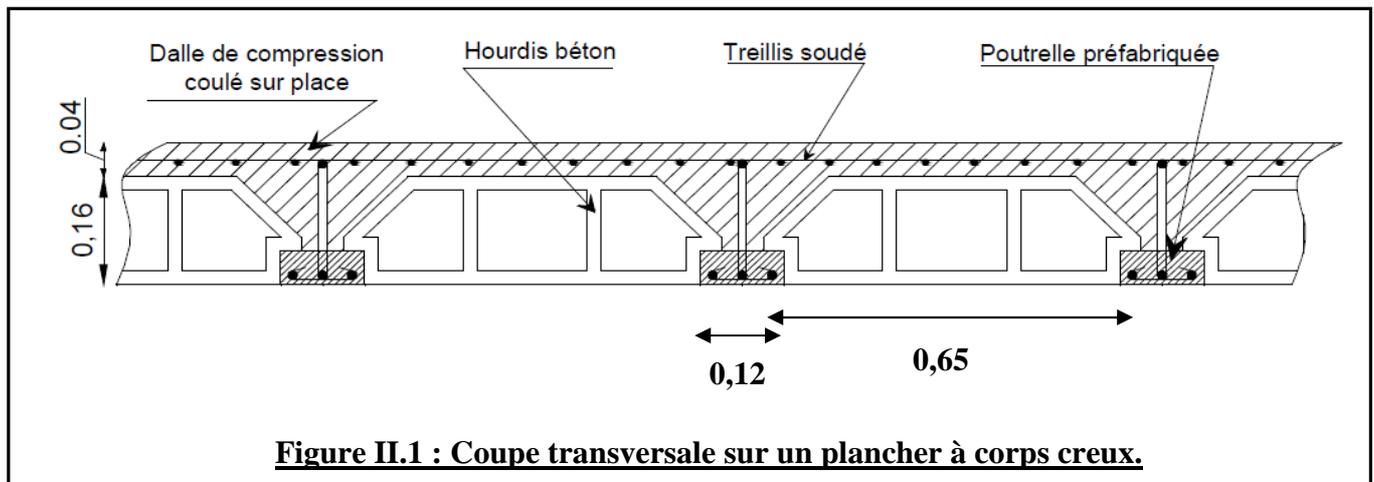
$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

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

$$\text{On a: } L_{\max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{440}{22,5} = 19,55 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$

- Épaisseur de corps creux = 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm

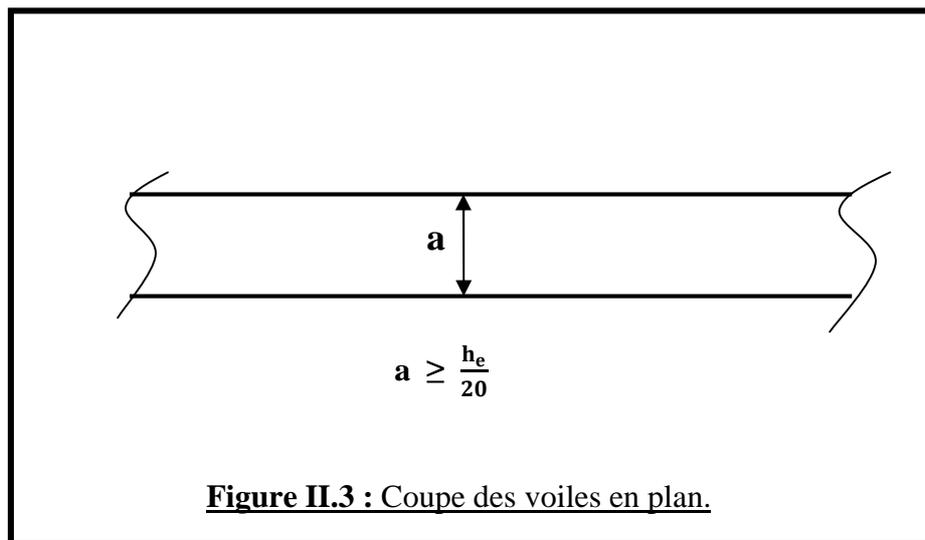
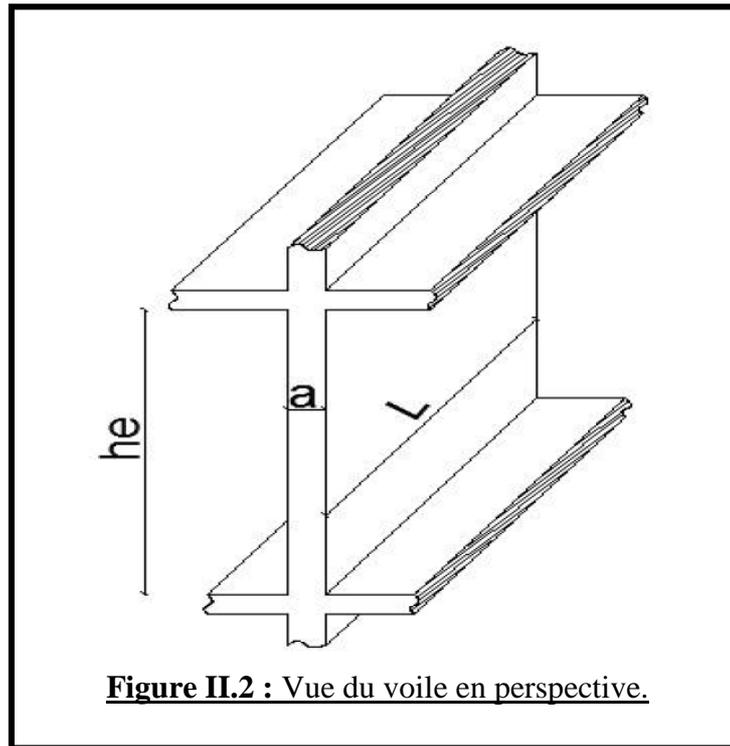


II.2. Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement constitués par une série de murs porteurs pleins. Le pré-dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.

a. Épaisseur : Art 7.7.1/RPA99 version 2003

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



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

h_e : Hauteur de l'étage ou du RDC.

Donc : $a \geq \frac{315 - 20}{20} = 14,75 \text{ cm}$

On prend : $a = 15 \text{ cm}$

b. Longueur :

Pour les considérés comme des voiles, les éléments doivent satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 a$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés linéaires.

- $L_{\min} = 240 \text{ cm}$
 - $4 a = 60 \text{ cm}$
- $\Rightarrow L_{\min} = 240 \text{ cm} > 4 a = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Tous les voiles de structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

II.3. Les poutres :

a. Poutres principales :

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

a.1. Hauteur : h_t

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

h_t : Hauteur totale de la poutre principale.

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

$$\text{On a : } L_{\max} = 510 \text{ cm} \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10}$$

$$\Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_t = 40 \text{ cm}$

a.2. Largeur : b

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

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

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

b. Poutres secondaires :

b.1. Hauteur : h_t

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

h_t : Hauteur totale de la poutre secondaire.

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

$$\text{On a : } L_{\max} : 440 \text{ cm} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10}$$

$$\Rightarrow 29,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm}$$

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

b.2. Largeur : b

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

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

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

Les sections des poutres doivent respecter les dimensions ci-après : Art 7.5.1/RPA99 version 2003

- $b \geq 20 \text{ cm}$
 - $h \geq 30 \text{ cm}$
 - $h / b \leq 4$
- Les conditions du RPA sont vérifiées.

➤ Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$
- Les poutres secondaires : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4. Les poteaux :

a. Principe :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Chaque type de poteau reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul sera basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité ;
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- On calculera la section du poteau par deux méthodes soit :

b.1. aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau par les règles du BAEL 91 modifié 99 ; article B.8.4, 1 ou CBA 93 :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_b} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

B_r : Section réduite du poteau, obtenue en réduisant sa section réelle de 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2.$$

A_s : Section d'acier comprimé.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton.

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

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

α : coefficient de rectitude qui dépend de l'élançement mécanique λ :

$$\text{si } \lambda \leq 50 ; \alpha = 0,85 / [1 + 0,2 (\lambda / 35)^2]$$

$$\text{si } 50 < \lambda < 70 ; \alpha = 0,60 (50 / \lambda)^2$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement)

$$\text{d'où : } \alpha = 0,85 / [1 + (0,2 \times 1)] \Rightarrow \alpha = \mathbf{0,708}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

On suppose que la section d'armatures comprimées est nulle $A_s = 0$ (pour que le béton seul reprenne l'effort normal pour se mettre dans le cas le plus défavorable)

On aura :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \Rightarrow B_r \geq \left[\frac{0,9 \gamma_b N_u}{\alpha f_{c28}} \right]$$
$$\Rightarrow B_r \geq 0,0762 N_u \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal : $N_s = G + Q$.

La section des poteaux est donnée par la formule suivante :

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

B : La section du poteau.

N_s : Effort normal appliqué à la section du poteau.

$\overline{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible du béton à l'ELS.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 12 \text{ MPa}$$

b.2. Aux états limites de service (ELS) en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = G + Q \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

- Vérification de la section à l'ELS.
- Et d'autre part, **Art A7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrites par le **CBA 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : $N_d = N_c + N_q + N_E$; en négligeant N_E , on aura pour les deux pré dimensionnement

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

c. Descente de charge :

c.1. Détermination des charges et des surcharges :

c.1.1. Charges permanentes :

❖ Plancher terrasse :

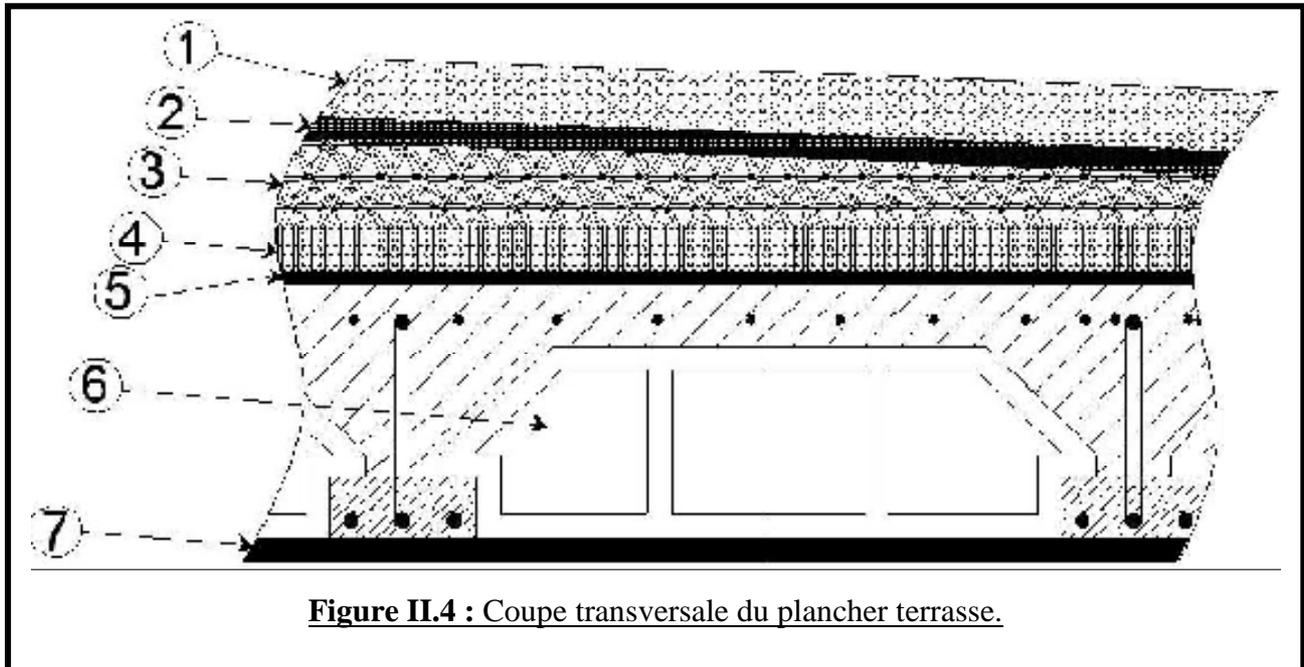


Figure II.4 : Coupe transversale du plancher terrasse.

	Désignation des éléments	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1	Gravillon de protection	5	17	0,85
2	Etanchéité de type 2	2	6	0,12
3	Béton en forme de pente	7	22	1,54
4	Pare vapeur 1 Feuille	1 feuille	/	/
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Plancher corps creux	20	14	2,8
7	enduit en plâtre	2	10	0,2
	Total			5,67

Tableau II.1 : Poids propre du plancher terrasse.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

❖ Plancher étage courant :

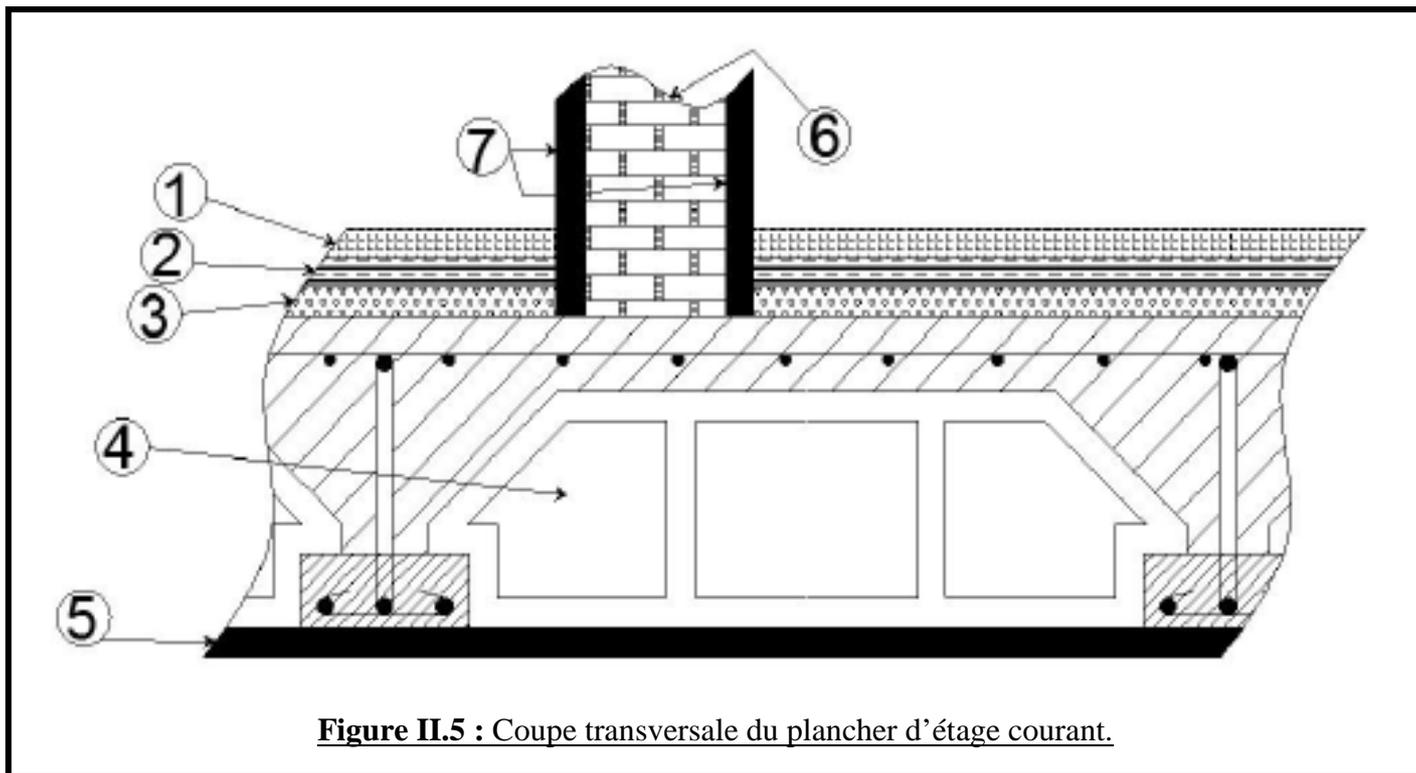


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Couche de sable	3	18	0,54
4	Plancher en corps creux	20	/	2,8
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6+7	Maçonnerie en brique creuse avec enduit	/	/	1,3
	Total			5,64

Tableau II.2 : Poids propre du plancher courant.

c.1.2. Surcharges d'exploitations :

Les surcharges sont donnés par le DTR-B.C 2.2 comme suit :

Eléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Balcons	3,5
Acrotère	1
Escaliers	2,5

Tableau II.3 : Surcharges d'exploitations.

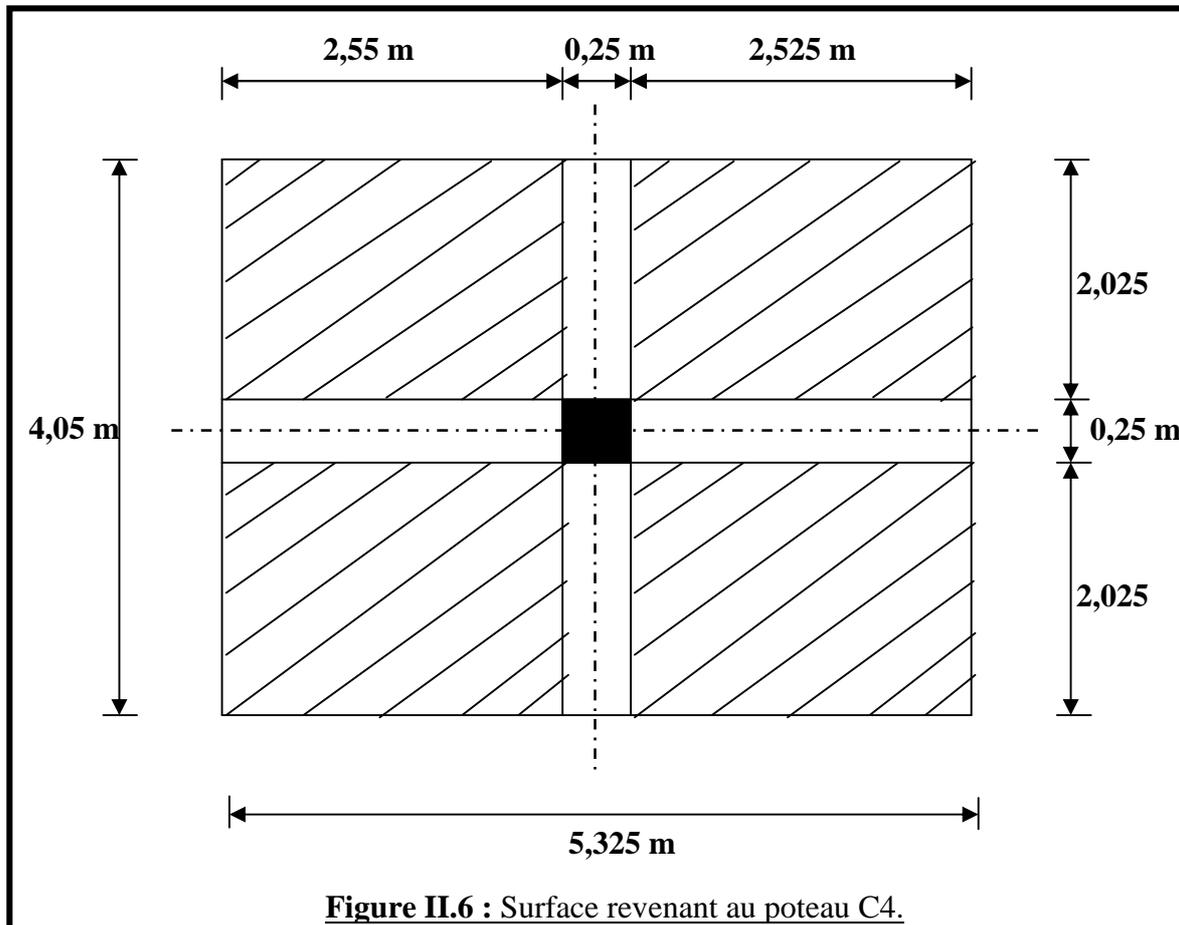
❖ Charges et surcharges revenant au poteau C4 :

- Surface d'influence revenant au poteau C4 (section brute) S :

$$S = 4,05 \times 5,325 \Rightarrow S = 21,57 \text{ m}^2$$

- Section nette (S₀) :

$$S_0 = [(2,55 + 2,525) (2,025 + 2,025)] \Rightarrow S = 20,55 \text{ m}^2$$



Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- **Poids propre des planchers :**

- ✓ Plancher terrasse : $P = 5,67 \times 20,3 = 115,10 \text{ KN}$
- ✓ Plancher d'étage courant : $P = 5,64 \times 20,3 = 114,50 \text{ KN}$

- **Poids propre des poutres :**

- ✓ Poutre principale : $P = [0,25 \times 0,40 \times (2,55 + 2,525)] 25 = 12,68 \text{ KN}$
- ✓ Poutre secondaire : $P = [0,25 \times 0,35 \times (2,025 + 2,025)] 25 = 8,86 \text{ KN}$

Donc le poids total des poutres est : $P_t = 12,68 + 8,86 = 21,54 \text{ KN}$

- **Poids propre des poteaux :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on se refera dans un premier temps au RPA 99 révisée 2003 qui fixe la section minimale d'un poteau en zone II (25×25) [cm^2] d'où :

- ✓ Poids du poteau d'étage courant : $P = (0,25 \times 0,25) \times 3,15 \times 25 = 4,92 \text{ KN}$
- ✓ Poids du poteau de terrasse : $P = 0$

Tous les niveaux ont la même hauteur ; donc les poteaux ont le même poids propre.

- **Surcharges d'exploitations :**

- ✓ plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 21,57 = 21,57 \text{ KN}$
- ✓ Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = 1,5 \times 21,57 = 32,33 \text{ KN}$

c.1.3. **Loi de dégression des charges :**

En raison de nombre d'étages qui composent le bâtiment étudié $n > 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitations différentes.

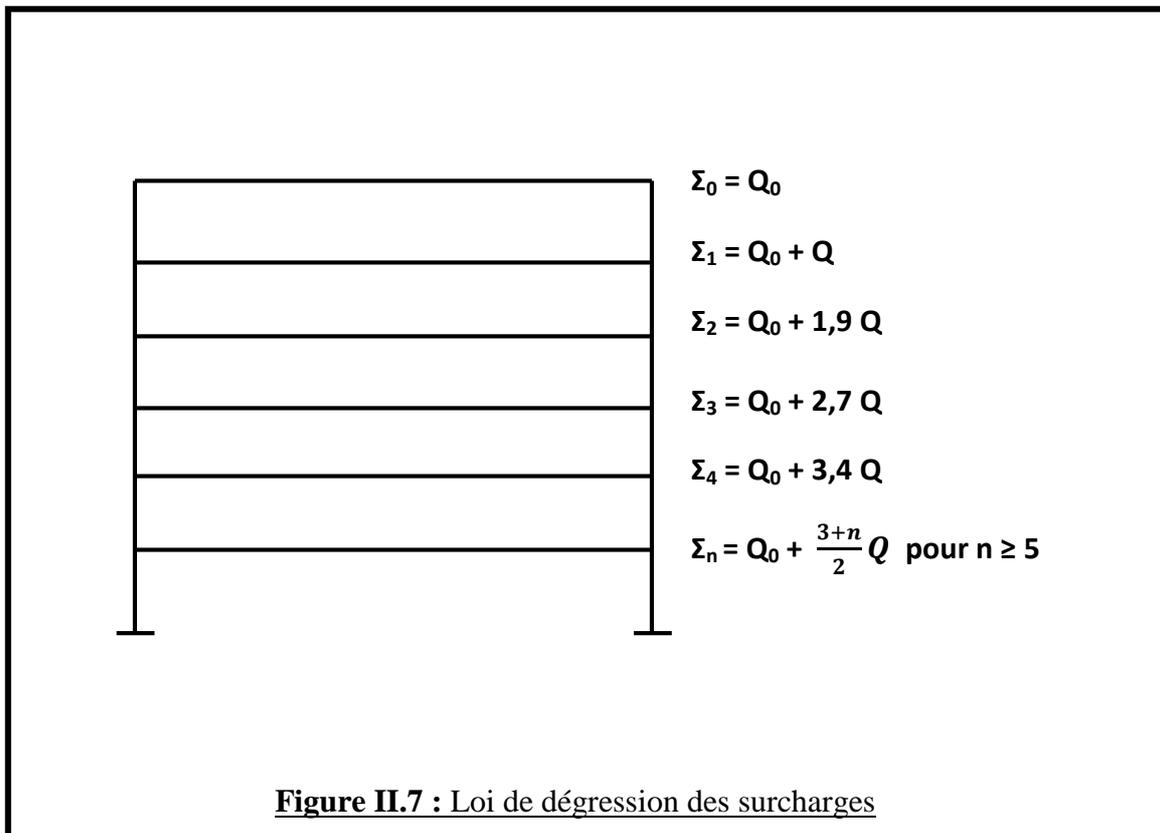


Figure II.7 : Loi de dégression des surcharges

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$Q_0 = 21,57 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q = 21,57 + 32,33 = 53,9 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 1,9 Q = 21,57 + (1,9 \times 32,33) = 83 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 2,7 Q = 21,57 + (2,7 \times 32,33) = 108,86 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 3,4 Q = 21,57 + (3,4 \times 32,33) = 131,49 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 4 Q = 21,57 + (4 \times 32,33) = 158,43 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

niveau	plancher (KN)	potreau (KN)	poutres (KN)	G_c (KN)	Q_c (KN)	$N_s = G_c + Q_c$ (KN)	N_u (KN)	$B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$ (cm ²)	$B_r = 0,762N_u$ (cm ²)	choix de section	V	$\bar{\sigma}_{bc} = N_s / B$ (MPa)
6	115,10	0	21,54	136,2	21,57	158,83	217,82	105,89	166	35 × 35	0,05	1,30
5	114,50	4,92	21,54	276,72	53,9	333,30	458,44	222,20	349,33	35 × 35	0,11	2,72
4	114,50	4,92	21,54	417,24	83	504,38	694	336,25	528,83	35 × 35	0,16	4,12
3	114,50	4,92	21,54	557,76	108,86	672,06	924,43	448,04	704,42	35 × 35	0,22	5,49
2	114,50	4,92	21,54	698,28	131,49	836,34	1149,77	557,56	876,12	40 × 40	0,21	5,23
1	114,50	4,92	21,54	838,80	150,89	997,23	1370,03	664,82	1044	40 × 40	0,25	6,23

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

D'où les sections adoptées pour les poteaux sont :

Du 1^{er} au 2^{eme} niveau : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Du 3^{eme} au 6^{eme} niveau : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

c.1.4. Vérifications :

❖ Vérification des sections de poteaux aux recommandations du RPA : Art A.7.4/RPA 99 (version 2003)

- $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II
 - $\min(a, b) \geq h_c / 20$
 - $1/4 < a/b < 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

❖ Vérification au flambement :

Il faut vérifier que l'élanement λ des poteaux ≤ 50 :

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

l_f : Longueur de flambement $\Rightarrow l_f = 0,7 l_0$

i : rayon de giration $\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

l_0 : hauteur du poteau délimité par les deux faces supérieures de deux planchers successifs.

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

I : moment d'inertie $\Rightarrow I = \frac{a b^3}{12}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{\frac{\frac{a b^3}{12}}{a b}}} = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

• Du 1^{er} au 2^{eme} niveau :

$$\left. \begin{array}{l} l_0 = 3,15 \text{ m} \\ b = 0,40 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 19,10 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Du 3^{eme} au 6^{eme} niveau :

$$\left. \begin{array}{l} l_0 = 3,15 \text{ m} \\ b = 0,35 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 21,82 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

❖ Vérification de la rigidité :

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{poteau}}}{h_c}$$

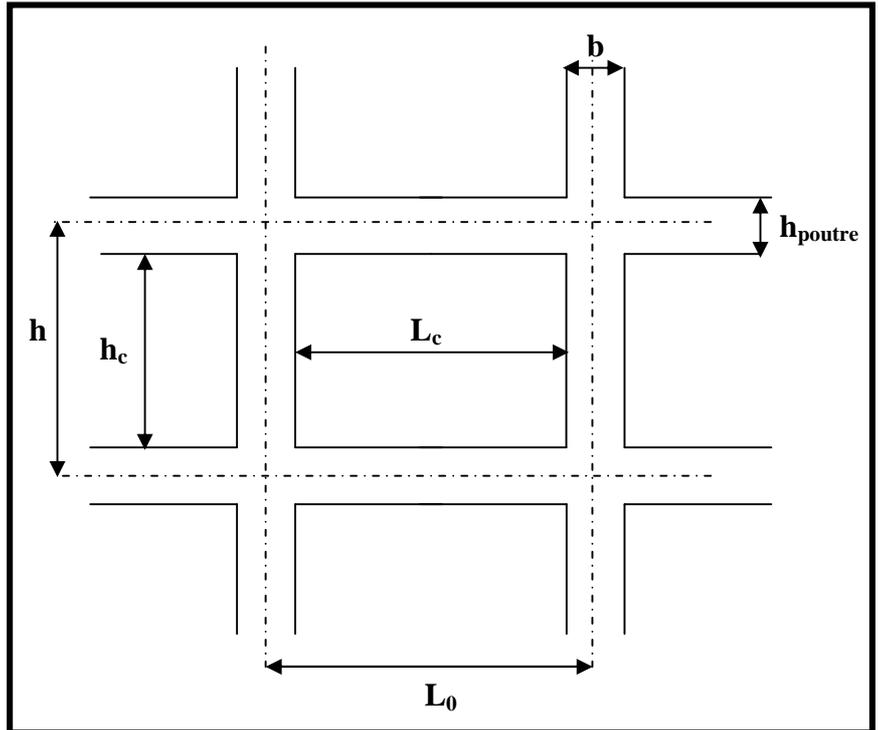
Avec : $h_c = h_e - h_{\text{poutre}}$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{poutre}}}{L_c}$$

Avec : $L_c = L_0 - a_{\text{poteau}}$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{b \times h^3}{12}$$



✓ Du 1^{er} au 2^{eme} niveau :

Les dimensions de la poutre : ($b = 25 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$).

Les dimensions du poteau : ($a = 40 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm}$).

$$I_{\text{poteau}} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} \Rightarrow I_{\text{poteau}} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$h_c = h_e - h_{\text{poutre}} = 315 - 40 \Rightarrow h_c = 275 \text{ cm}$$

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{poteau}}}{h_c} = \frac{213333,33}{275} \Rightarrow K_{\text{poteau}} = 775,75 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 40^3}{12} \Rightarrow I_{\text{poutre}} = 133333,33 \text{ cm}^4$$

$$L_c = L_0 - b_{\text{poteau}} = 540 - 40 \Rightarrow L_c = 500 \text{ cm}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{poutre}}}{L_c} = \frac{133333,33}{500} \Rightarrow K_{\text{poutre}} = 266,67 \text{ cm}^3$$

Pour que la rigidité soit vérifiée, il faut que : $\frac{K_{\text{poteau}}}{K_{\text{poutre}}} > 1$

$$\frac{K_{\text{poteau}}}{K_{\text{poutre}}} = \frac{775,75}{266,67} \Rightarrow \frac{K_{\text{poteau}}}{K_{\text{poutre}}} = 2,91 > 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

✓ Du 3^{eme} au 6^{eme} niveau :

Les dimensions de la poutre : (b = 25 cm, h = 40 cm).

Les dimensions du poteau : (a = 35 cm, b = 35 cm).

$$I_{\text{poteau}} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} \Rightarrow I_{\text{poteau}} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$h_c = h_e - h_{\text{poutre}} = 315 - 40 \Rightarrow h_c = 275 \text{ cm}$$

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{poteau}}}{h_c} = \frac{125052,08}{275} \Rightarrow K_{\text{poteau}} = 454,73 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 40^3}{12} \Rightarrow I_{\text{poutre}} = 133333,33 \text{ cm}^4$$

$$L_c = L_0 - b_{\text{poteau}} = 540 - 35 \Rightarrow L_c = 505 \text{ cm}$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{poutre}}}{L_c} = \frac{133333,33}{505} \Rightarrow K_{\text{poutre}} = 264,03 \text{ cm}^3$$

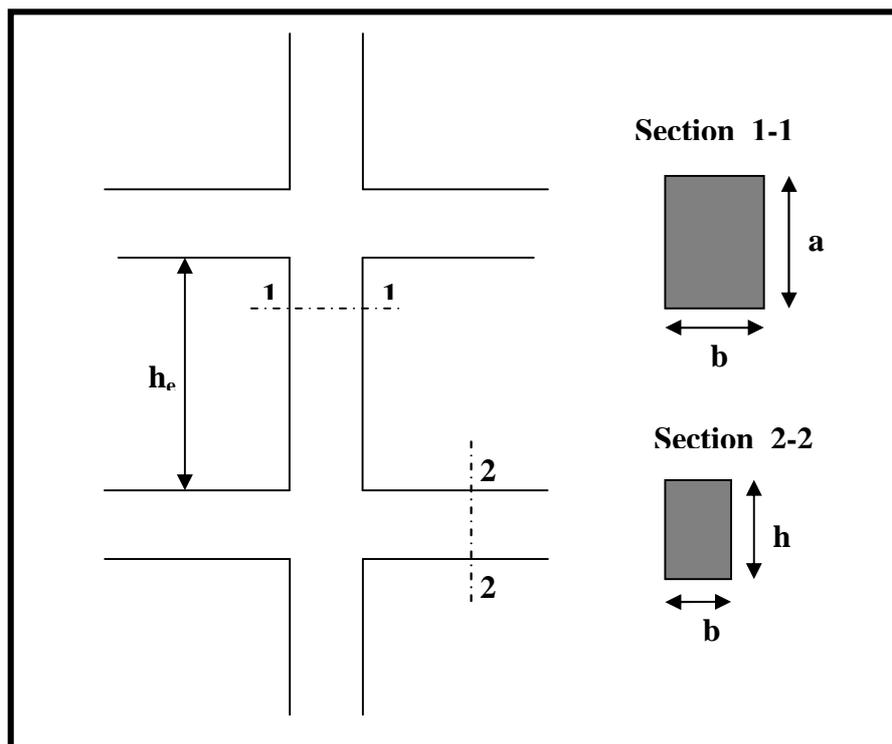
$$\frac{K_{\text{poteau}}}{K_{\text{poutre}}} = \frac{454,73}{264,03} \Rightarrow \frac{K_{\text{poteau}}}{K_{\text{poutre}}} = 1,72 > 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Conclusion :

La condition à la rigidité est vérifiée.

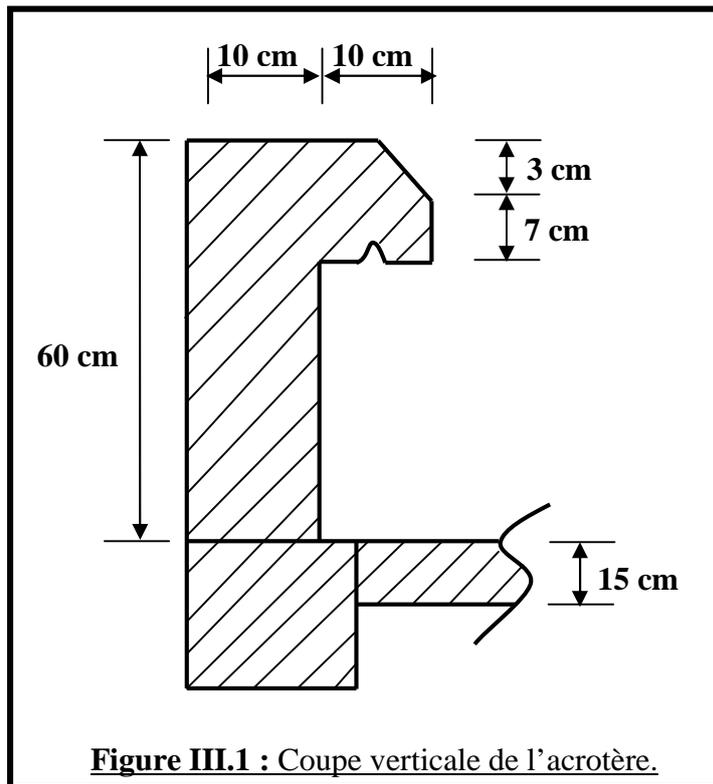
❖ Dispositions constructives :

D'après l'article [RPA version 2003; A.7.6.2], on adoptera la même section pour tous les poteaux de même niveau.

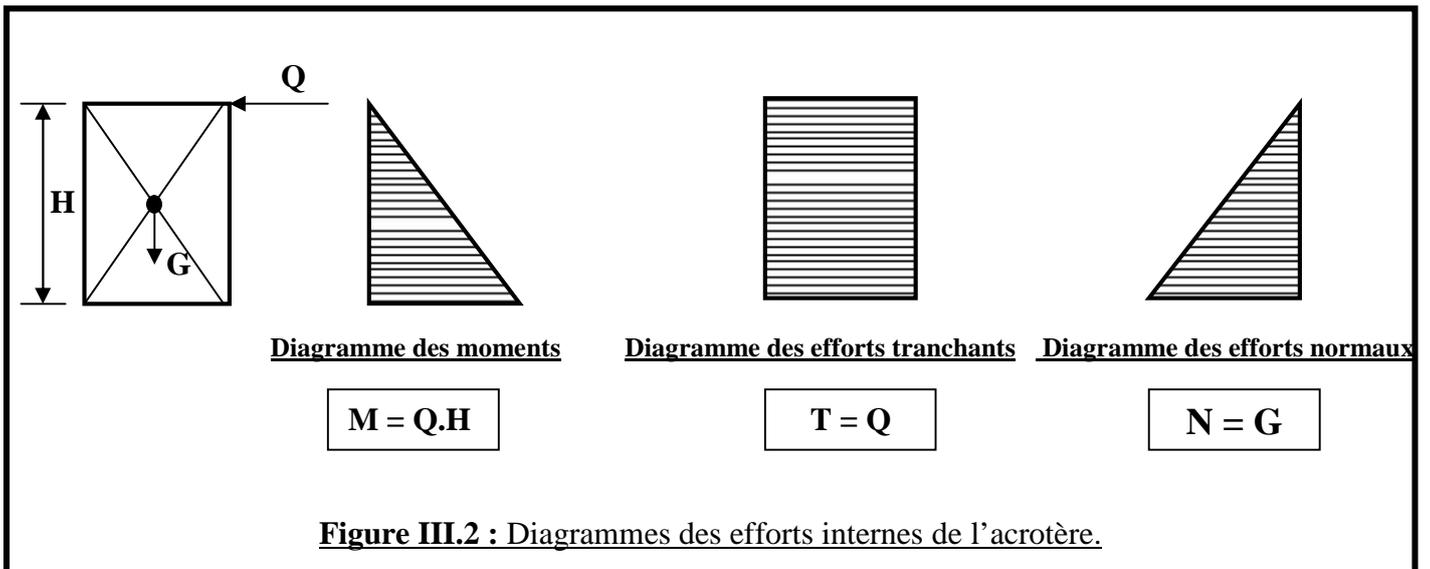


III.1. L'acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante et reprend l'effort sismique engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement, le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.



❖ Schéma Statique de calcul :



❖ Calcul des efforts :

Ñ Effort normal dû au poids propre :

$$G = \gamma \times S = 25 [(0,5 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2}] \Rightarrow G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

: Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Ñ Surcharge d'exploitation :

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

Ñ Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1(0,6)(1\text{ml}) \Rightarrow 0,6 \text{ KN.m}$$

Ñ Effort tranchant :

$$T = Q (1\text{ml}) = 1(1\text{ml}) \Rightarrow 1 \text{ KN}$$

Ñ Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G (1\text{ml}) = 1,675(1) \Rightarrow N = 1,675 \text{ KN}$$

❖ Combinaison de charge :

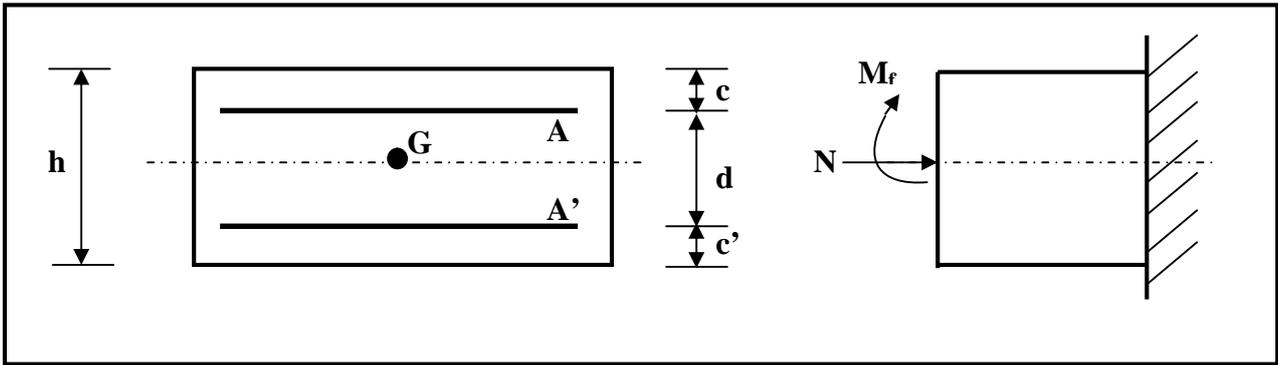
C.1. A P'ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35 G = 1,35 (1,675) \Rightarrow N_u = 2,26 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 (0,6) \Rightarrow M_u = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C.2. A'PELS :

$$\begin{cases} N_s = G \Rightarrow N_s = 1,675 \text{ KN} \\ M_s = M_Q \Rightarrow M_s = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Ferraillage :



h : Epaisseur de la section.

c, c' : Enrobage.

d : Hauteur utile ($d = h - c$)

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

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{N_{u1}}{N_u} = \frac{0,90}{2,26} \Rightarrow e_u = 0,398 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,675} \Rightarrow e_s = 0,358 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

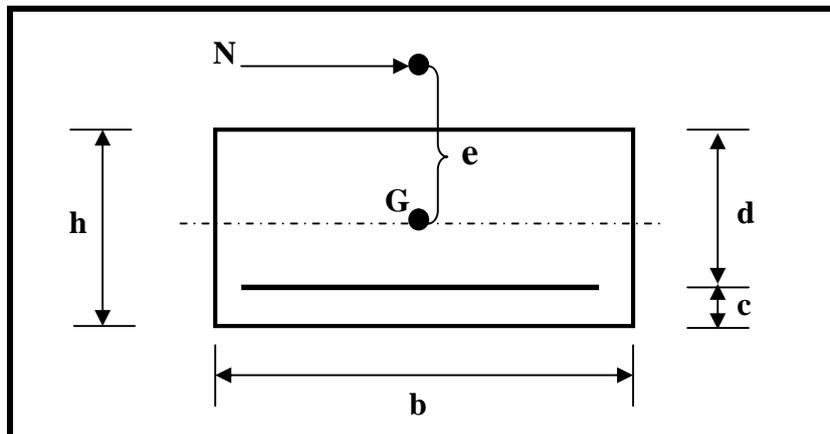
$$y = \frac{h}{2} - 2 = \frac{10}{2} - 2 \Rightarrow y = 3 \text{ cm}$$

avec :

y : distance entre le centre de gravité de la section et le CDG des armatures.

$\alpha \notin$ à la zone délimitée par les Aciers, donc l'effort N_u et un effort de compression, par conséquent :

La section est considérée partiellement comprimée, et sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif M_f puis elle sera ramenée à la flexion composée.



❖ **Le calcul en flexion simple :**

Ñ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u g ; \quad g = e_u + h/2 - c' = 0,40 + (0,10/2) - 0,02 \Rightarrow g = 0,43 \text{ m}$$

$$M_f = 2,26 (0,43) \Rightarrow M_f = 0,9718 \text{ KN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,9718 \times 10^3}{100 (7)^2 (14,2)} \Rightarrow \mu_b = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} ; \quad \nu = 0,993$$

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9718 \cdot 10^3}{0,993 (7) \frac{400}{1,15}} \Rightarrow A_f = 0,40 \text{ cm}^2$$

❖ **Le calcul en flexion composée :**

Ñ **La section réelle des armatures :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,40 - \frac{2,26}{34,8} \Rightarrow A = 0,335 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

a. **Condition de non fragilité : Art A.4.2.1 BAEL 91**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (100) (7) \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 > A = 0,335 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées sont inférieures à A_{\min} , donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $\text{esp} = 20 \text{ cm}$.

▀ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} \Rightarrow A_r = 0,627 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

|| **b. Vérification au cisaillement :**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_u = \min [0,15 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}] = \min [0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}] \Rightarrow \overline{\sigma}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b d} \text{ avec } v_u = 1,5 Q = 1,5 (1) \Rightarrow v_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{1,5 \times 10}{100(7)} \Rightarrow v_u = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$v_u = 0,0214 < \overline{\sigma}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

pas de risque de cisaillement; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. c. Vérification de l'adhérence des barres :

$$\overline{\sigma}_s = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 (2,1) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 3,15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = \frac{V_u}{0,9 d \times \sum U_i}$$

U_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$U_i = 4 n = 3,14 \times 5 \times 0,8 \quad U_i = 12,56 \text{ cm}$$

n : nombre de barre

D'où :

$$\Psi_s = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 12,56} \Rightarrow \tau_{se} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,189 < \overline{\sigma}_s = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit : Art 1.2.2/BAEL 91

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

III. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_c, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\overline{\sigma}_s = \min [226,67 ; 201,63] \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \beta_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 (2,51)}{100 \times 7} \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,914 \times 7 \times 2,51} \Rightarrow \sigma_s = 37,36 \text{ MPa}$$

$$a = 3 (1 - \beta_1) = 3 (1 - 0,914) \Rightarrow a = 0,258$$

$$K = \frac{\alpha}{15 (1 - a)} = \frac{0,258}{15 (1 - 0,258)} \quad K = 0,023$$

III. Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_c$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,023 \times 37,36 \quad \sigma_b = 0,859 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_c = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \overline{\sigma}_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,859 < \overline{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Ñ **Dans les aciers :**

On doit vérifier que :

$$s < \frac{f_{yk}}{\sigma_{s,Ed}}$$

$$s = 37,36 < \frac{f_{yk}}{\sigma_{s,Ed}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

d. Vérification de l'effort tranchant : Art A 5.11/BAEL 91

$$\tau_{u,d} = \frac{V_u}{b d}; V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 \quad V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_{u,d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} \quad \tau_u = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u,d} = \min \left[0,15 \frac{f_{yk}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right] \quad \tau_{u,d} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 < \tau_{u,d} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification de l'acrotère au séisme : Art 6.2.3/RPA 99

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

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

Avec :

A : Coefficient de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{groupe d'usage} \end{array} \right\} A = 0,15$$

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

W_p : Poids de l'élément considéré ; $W_p = 1,675 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 \quad F_p = 0,804 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,804 < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2. Planchers :

Les plancher de notre bâtiment sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles qui seront disposées selon la petite portée (dans le sens longitudinal) avec un espacement de 65 cm et d'une dalle de compression, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur du plancher.

III.2.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un treillis à soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

Ñ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

Ñ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Si : } \begin{cases} x < 50 \text{ cm} & A = \frac{200}{f_e} \\ 50 < x < 80 \text{ cm} & A = \frac{200}{f_e} \cdot 0,02 \cdot l_x = \frac{4 \cdot l_x}{f_e} \end{cases}$$

Les armatures parallèles aux poutrelles doivent avoir une section A tel que :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Avec :

x : entraxe des poutrelles

f_e : limite d'élasticité [MPa]

A : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_{//}$: Armatures parallèles aux poutrelles

a. Calcul des armatures :

a.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :

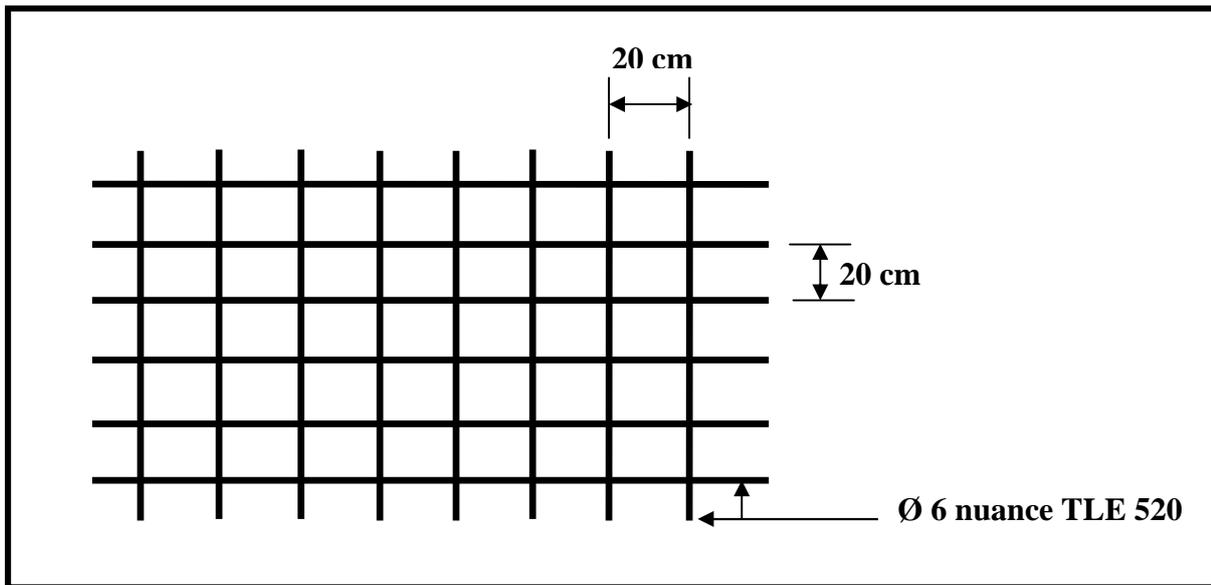
$$A = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \cdot (65)}{520} \Rightarrow A = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; esp = 20 cm

a.2. Armatures parallèles aux nervures :

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

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; esp = 20 cm



III.2.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles seront disposées suivant le sens des petites portées ; le calcul sera effectué en deux étapes :

C.4.1. Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

Ñ Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12(0,04)(25) \quad G_1 = 0,12 \text{ KN /ml}$$

Ñ Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0,65(0,95)(25) \quad G_2 = 0,62 \text{ KN /ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 \quad G = 0,74$$

Ñ Surcharge de l'ouvrier :

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

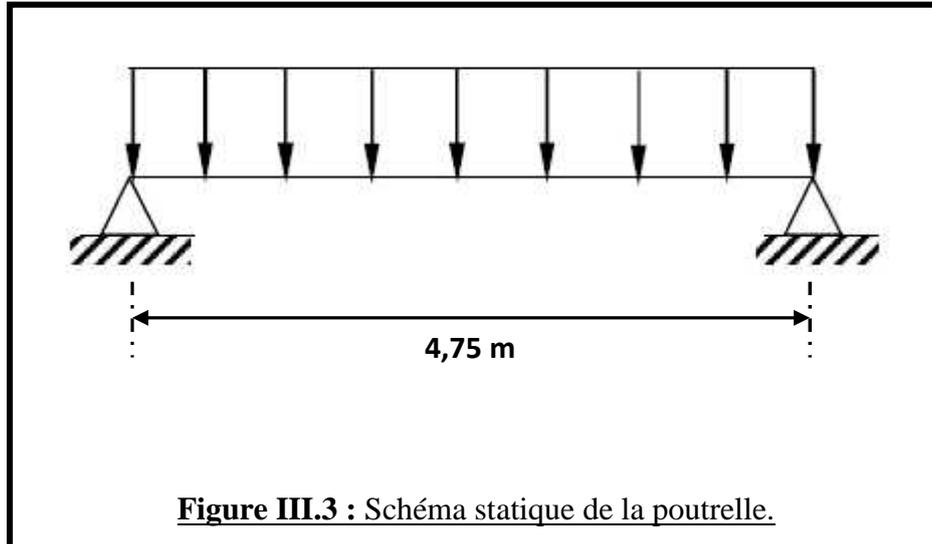
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

a. Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

Ñ Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,74) + 1,5(1) \quad q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$



Ñ Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \frac{(4,40)^2}{8} \Rightarrow M_u = 7,05 \text{ KN.m}$$

b. Ferrailage :

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

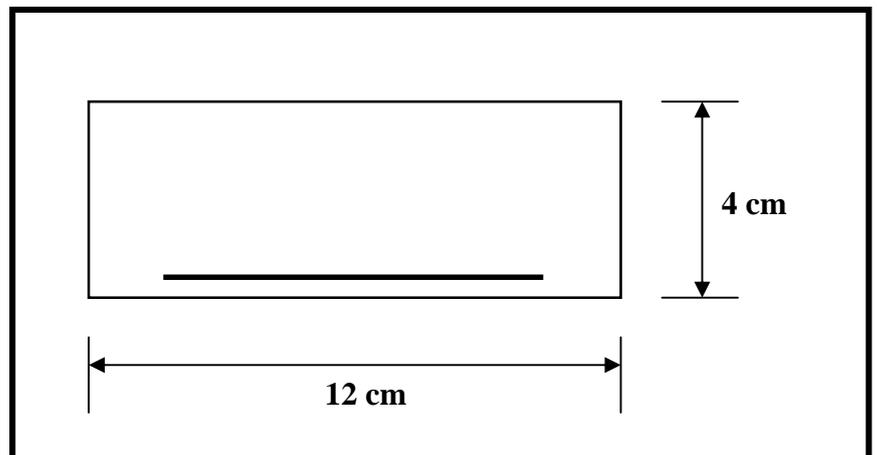
d: La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2$
 $\Rightarrow d = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,05 \times 10^3}{12 (2)^2 (14,2)}$$

$$\mu_b = 10,34$$

$$\mu_b = 11,92 > \mu_L = 0,392$$

la section est doublement armée



➤ Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas utiles. (L'espacement entre étais est compris entre 80 et 120 cm)

C.4.2. Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

❖ Dimensionnement de la poutrelle :

h = hauteur de la poutrelle 16+4 cm.

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure.

L_0 : Distance entre deux poutrelles.

$L_0 = 65 - 12 = 53$ cm

L : Largeur de la plus grande travée.

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

L : Largeur de la plus grande travée.

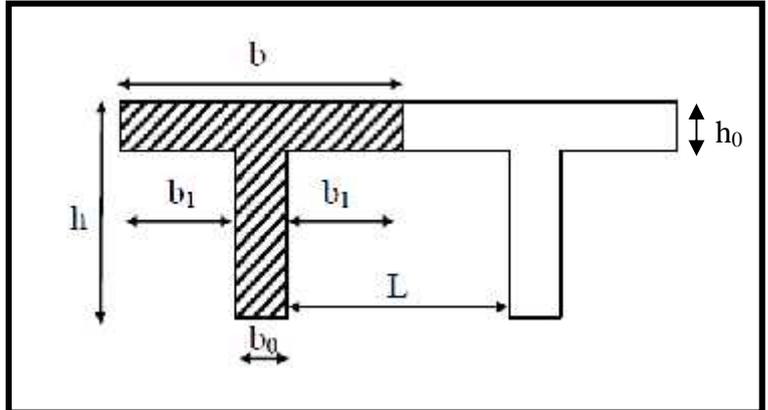
$L = 4,75$ m

D'ou : $b_1 \min \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right\} = \{26,5 ; 47,5 ; 32\}$

$b_1 = 26,5$ cm

$b = 2 b_1 + b_0 = 2 (26,5) + 12$

$b = 65$ cm



❖ Charges et surcharges :

La dalle supporte :

Ñ Poids propre du plancher :

$G = 5,64 \times 0,65 = 3,66$ KN /ml

Ñ Surcharge d'exploitation :

$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97$ KN / ml

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (3,66) + 1,5 (0,97) \quad q_u = 6,4$ KN /ml

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

C1 : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être supérieure ou égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$Q \max \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$

$2G = 2 \times 3,66 = 7,32$ KN/ml

$Q = 1,62 \max \{7,32 ; 5\} \quad Q = 7,32$ KN/ml

Condition vérifiée

C2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

Condition vérifiée

C3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$0,8 \frac{L_1}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \frac{L_1}{L_2} = \frac{475}{440} = 1,08 ; \frac{L_2}{L_1} = \frac{440}{475} = 0,92 \quad \text{Condition vérifiée}$$

C4 : La fissuration est non préjudiciable Condition vérifiée

➤ **Conclusion :**

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

❖ **Calcul des coefficients :**

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moment isostatique) M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

: Rapport des charges d'exploitation(Q) à la somme des charges permanentes(G)et des charges d'exploitations(Q).

$$= \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,64} \Rightarrow = 0,21 ; \text{ avec : } 0 < < \frac{2}{3} = \text{Condition vérifiée}$$

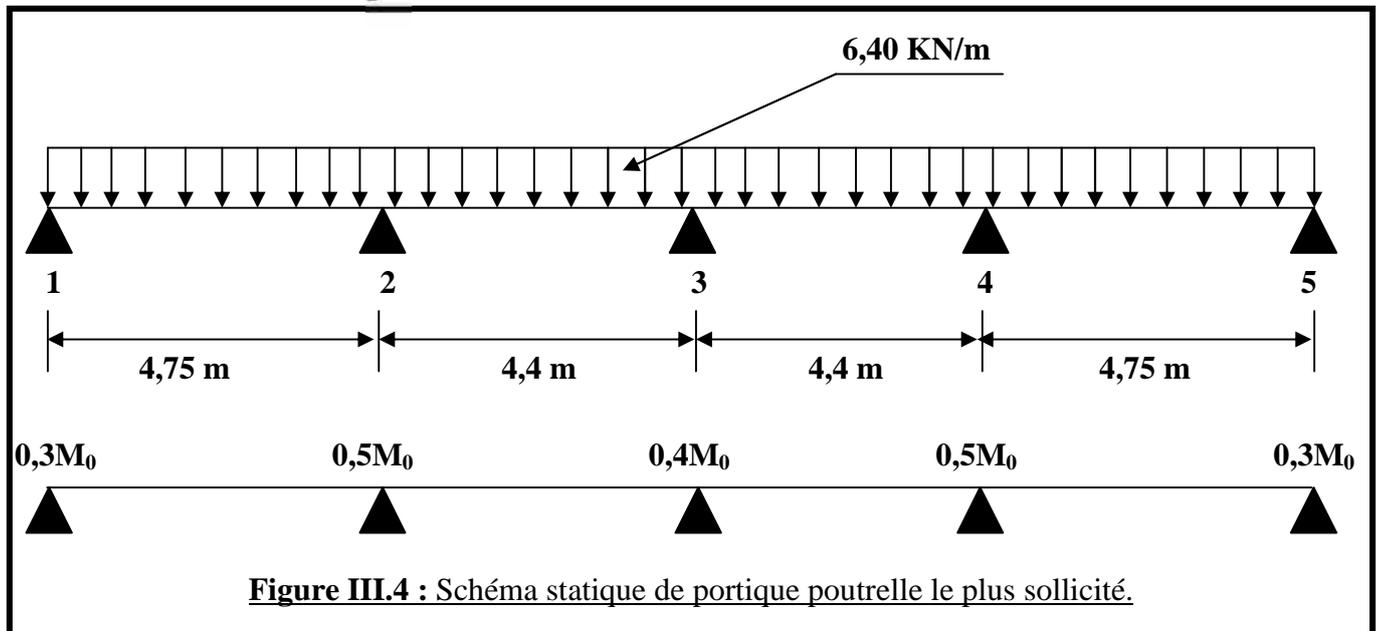
Les valeurs prises pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \leq (1 + 0,3 \alpha) M_0$$

$$2) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \leq 1,05 M_0$$

Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0$

Ttravée de rive : $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0$



$$1 + 0,3 \alpha = 1,063$$

$$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,53$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,63$$

❖ **Calcul des moments en travée :**

▶ **Travée de rive :**

$$M_t = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad M_t = 0,63 M_0$$

$$M_t + \frac{0,3 M_0 + 0,5 M_0}{2} \geq 1,063 M_0 \quad M_t = 0,66 M_0$$

$$M_t + \frac{0,3 M_0 + 0,5 M_0}{2} \leq 1,05 M_0 \quad M_t = 0,65 M_0$$

On prend $M_t = 0,7 M_0$

▶ **Travée intermédiaire :**

$$M_t + \frac{0,5 M_0 + 0,4 M_0}{2} \geq 1,06 M_0 \quad M_t = 0,61 M_0$$

$$M_t + \frac{0,4 M_0 + 0,5 M_0}{2} \leq 1,05 M_0 \quad M_t = 0,6 M_0$$

$$M_t = \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = 1,05 M_0 \quad M_t = 0,53 M_0$$

On prend $M_t = 0,65 M_0$

❖ **Calcul des moments isostatiques :**

$$q_u = 6,40 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,4 \times 4,75^2}{8} = M_0 = 15,05 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{N_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + (q_u \times L)$$

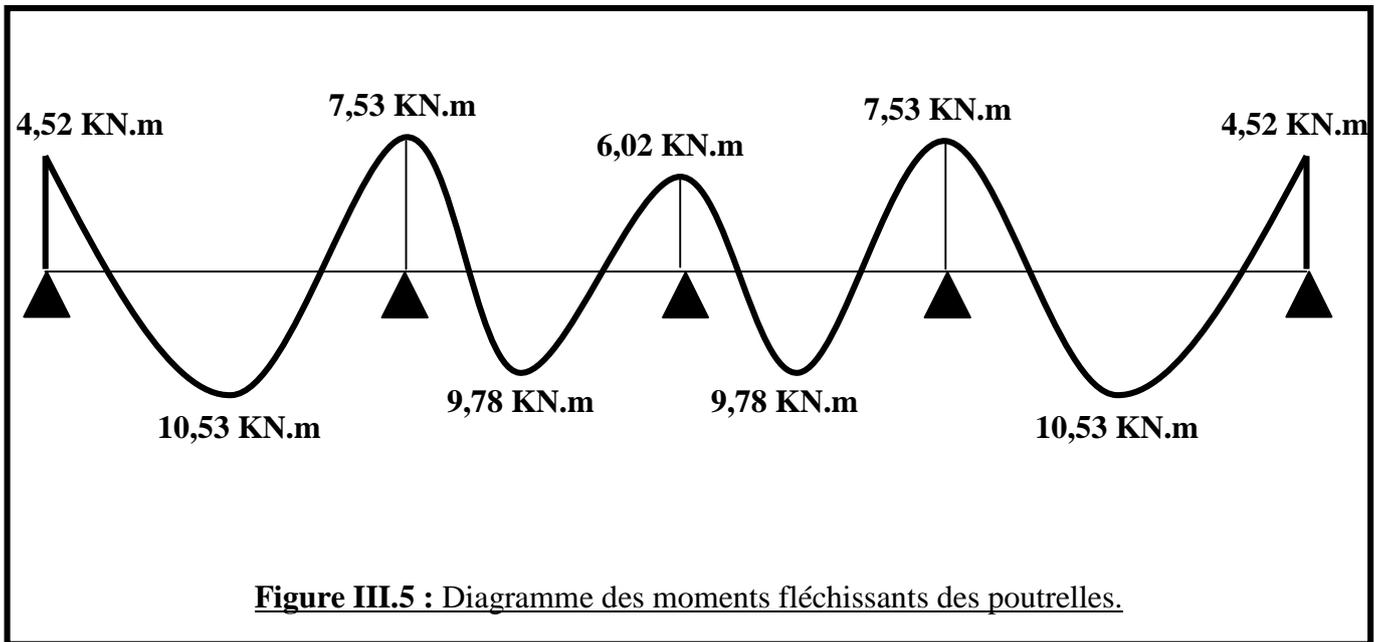
Avec T_w , T_e : Représentent respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite des appuis.

Les calculs des efforts tranchants ainsi que les moments max en travées, sont résumés dans le tableau suivant :

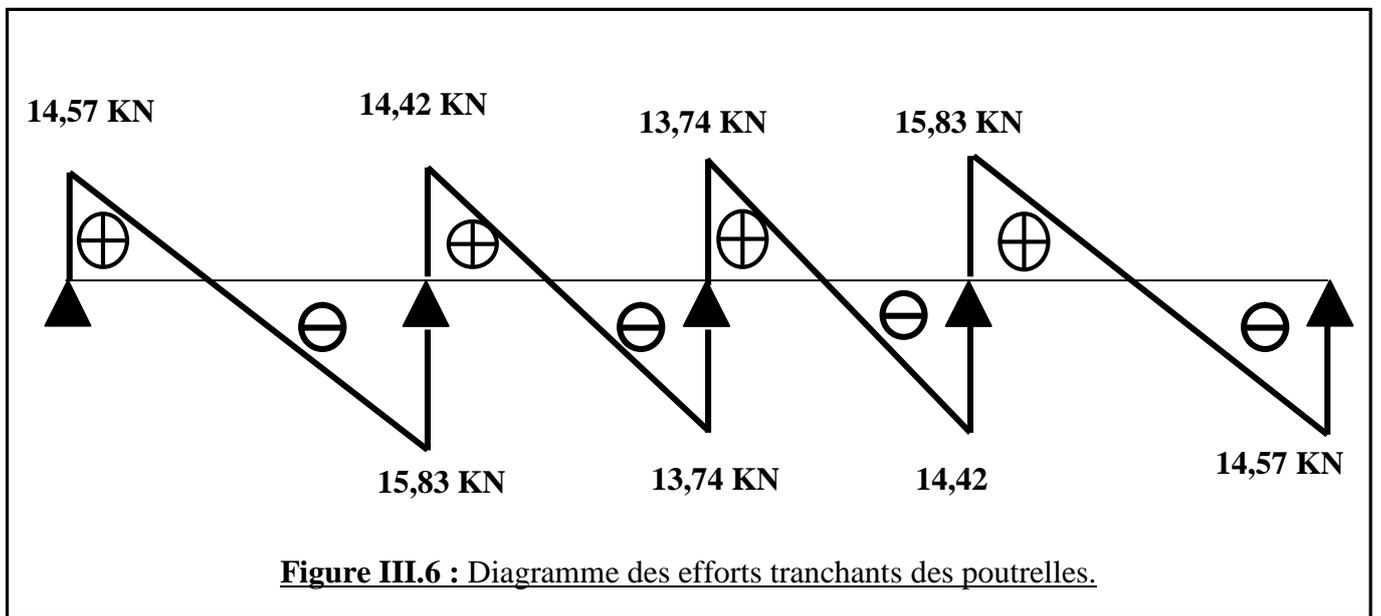
Travée	L [m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	T_w [KN]	T_e [KN]	M_t [KN.m]
1-2	4,75	4,52	7,53	- 15,83	14,57	10,53
2-3	4,4	7,53	6,02	- 13,74	14,42	9,78
3-4	4,4	6,02	7,53	- 14,42	13,74	9,78
4-5	4,75	7,53	4,52	- 14,57	15,83	10,53

❖ Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

Ñ Moments fléchissant :



Ñ Efforts tranchants :



❖ **Calcul des armatures :**

Ñ **Armatures longitudinales :**

En travées :

Le moment maximal en travée est :

$$M_t^{\max} = 10,53 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 \quad M = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t = 10,53 \text{ MPa} < M = 59,07 \text{ MPa} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b = 65 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times r^2 \times f_{bu}} = \frac{10,53 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} \Rightarrow \mu = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times r \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,53 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = A_{st} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,56 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis est :

$$M_a^{\max} = 7,53 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times r^2 \times f_{bu}} = \frac{7,53 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} \Rightarrow \mu = 0,136$$

$$\mu = 0,136 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,136 \Rightarrow \beta = 0,927$$

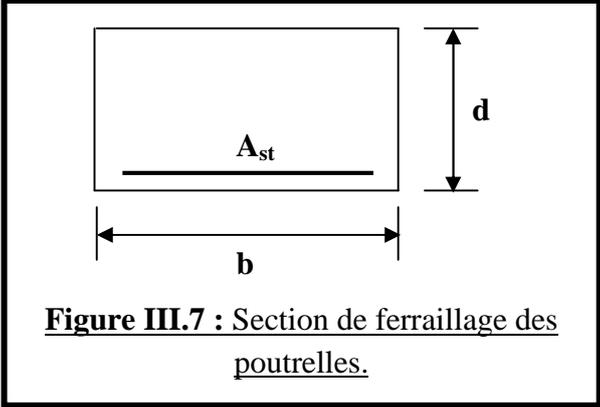
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times r \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,03 \times 10^5}{0,910 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = A_a = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

Ñ **Armatures transversales : Art A.7.2.2/BAEL 91**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\text{Ø}_t = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \text{Ø}_t^{\max} \right\}$$



θ_t^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\theta_t = \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_t^{\max} \right] = \min \left[\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right] \quad \theta_t = 0,57 \text{ cm}$$

On choisi un cadre $\emptyset 8$ avec $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Ñ L'espacement entre cadre : Art.5.1. 22/BAEL 91

S_t min (0.9 d ; 40 cm)

S_t min (16,2 cm ; 40 cm) S_t 16,2 cm

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

d.1. Vérification a l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité : Art A.4.2,1/BAEL

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_t = 1,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

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

❖ Vérification au cisaillement : Art 5.1.211/BAEL 91

Les fissurations étant peu nuisibles.

$T_u^{\max} = 15,83 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{15,96 \times 10}{12 \times 18} \Rightarrow \tau_u = 0,733 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,733 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : Art 5.3,313/BAEL91

On doit vérifier que :

$$T_{\max} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{v_d} \times a \times b_0$$

Avec:

$a = 0,9 \times d$: Longueur d'appui de la bielle.

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

$$T_u^{\max} = 15,83 \text{ KN} < 129,6 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:** Art 5.4,313/BAEL91

Ñ **Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$A_a = \frac{-T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s}$$

$$\frac{M_u}{0,9d} = \frac{-7,53}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -46,48 \text{ KN}$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} = 15,83 - 46,48 = -30,65 < 0$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier cette condition.

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :** Art 6.1.3/BAEL91

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

$$s_e = \frac{T_{\max}}{0,9d \times u_i} ; \text{ avec } u_i \text{ somme des périmètres utiles des armatures.}$$

$$u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 1,2 \quad u_i = 7,536 \text{ cm}$$

$$s_e = \frac{15,83 \times 10}{0,9 \times 18 \times 7,536} \Rightarrow \tau_{se} = 1,30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul des ancrages :** Art 6.1,21/BAEL91

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times (s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \quad \bar{\tau}_{se} = 2,835 \text{ MPa}$$

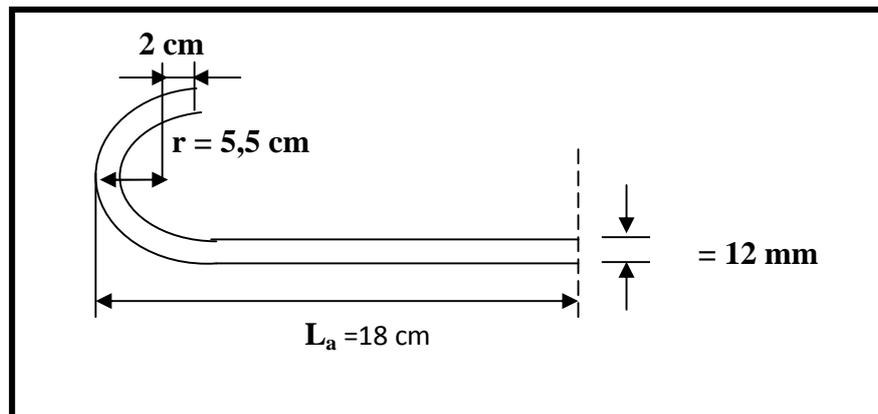
avec : $s = 1,5$ (HA)

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\varnothing \times \sigma_s}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

Pour $\sigma_s = 12 \text{ mm}$, $L_s = 45 \text{ cm}$ et $L_a = 0,4 \times L_s \quad L_a = 18 \text{ cm}$

L_a : Longueur hors crochet normal adopté.



d.2. Vérification à L'ELS :

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

$$q_s = G + Q = 3,66 + 0,97 \quad q_s = 4,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,40 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,63}{6,40} = 0,723$$

e.1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

❖ Aux appuis :

$$i = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times l} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 30,87 \\ i = 0,891 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s = \frac{M_a^{sh}}{i \times d \times A_a}$$

$$\text{Avec : } M_a^{sh} = 7,53 \times 0,891 \quad M_a^{sh} = 6,71 \text{ KN.m}$$

$$s = \frac{6,71 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 17,445 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$bc = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{17,445}{30,87} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5,65 \text{ MPa}$$

$$bc = 5,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \underline{\text{Condition vérifiée}}$$

❖ En travée :

$$i = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times l} = \frac{100 \times 1,56}{12 \times 18} = 0,727 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,48 \\ i = 0,876 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s = \frac{M_a^{sh}}{i \times d \times A_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_a^{sh} = 10,53 \times 0,727 \quad M_a^{sh} = 7,66 \text{ KN.m}$$

$$s = \frac{7,66 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,56} = 311,41 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

$$bc = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{311,41}{25,48} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12,22 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 12,22 \text{ MPa} < \overline{f_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e.2. Etat limite d'ouverture des fissures : Art B.4.5, 9/BAEL99

Nous avons une fissuration non préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire.

e.3. Etat limite de déformation : Art B.6.8, 424/BAEL99

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

- 1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \times \frac{M_t^s}{M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 \times h} < \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : La hauteur totale de la section

L : Longueur de la travée

b₀ : Largeur de la nervure

M_t : Moment de flexion maximal

M₀ : Moment isostatique

f_e : Contrainte limite d'élasticité

A_s : section des armatures

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0,042$$

$$\frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{L} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

¶ Calcul de la flèche :

$$1) f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \frac{L}{500} = \frac{4750}{500} = 9,5 \text{ mm}$$

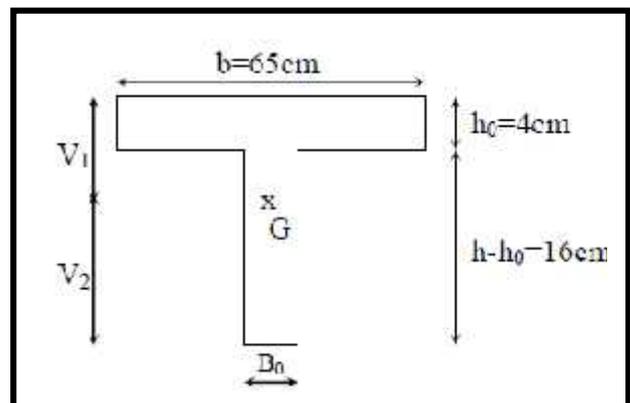
$$2) f_i = \frac{M_s L^2}{10 E_i I_{fi}} \leq 9,5 \text{ mm}$$

Aire de la section homogène :

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

$$B_0 = (12 \times 20) + [(65 - 12) \times 4] + (15 \times 1,56)$$

$$B_0 = 475,4 \text{ cm}^2$$



Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Moment isostatique de la section homogène par rapport à xx' :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 1,56 \times 18)$$

$$S_{/xx} = 3245,2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3245,2}{475,4} \Rightarrow V_1 = 7,22 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,22 \quad V_2 = 12,78 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [(7,22)^3 + (12,78)^3] + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,22 - \frac{4}{2})^2 \right] + (15 \times 1,56) (12,78 - 2)^2$$

$$I_0 = 18382,4 \text{ cm}^4$$

$$= \frac{A}{b d} = \frac{1,56}{12 \times 18} \Rightarrow \ell = 0,007$$

$$i = \frac{0,05 f_{t28}}{l \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,007 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} \Rightarrow i = 5,87$$

$$v = \frac{2}{5} \lambda_i - \frac{2}{5} \times 5,87 = \lambda_v = 2,35$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \ell \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,007 \times 348) + 2,1} = \mu = 0,310$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 18382,4}{1 + (2,35 \times 0,310)} \Rightarrow I_{fv} = 11698,37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 18382,4}{1 + (5,87 \times 0,310)} \Rightarrow I_{fi} = 7171,20 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{5,00 \times (4,75)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 11698,37} \Rightarrow f_v = 0,891 \text{ mm} < 9,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition 1 vérifiée}$$

$$f_i = \frac{5,00 \times (4,75)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 7171,20} \Rightarrow f_i = 0,489 \text{ mm} < 9,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition 2 vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.3. Les escaliers :

l'escalier est un élément de la structure qui sert à se déplacer d'un étage à l'autre, dans notre cas il est conçu en béton armé coulé sur place

Ñ Terminologie :

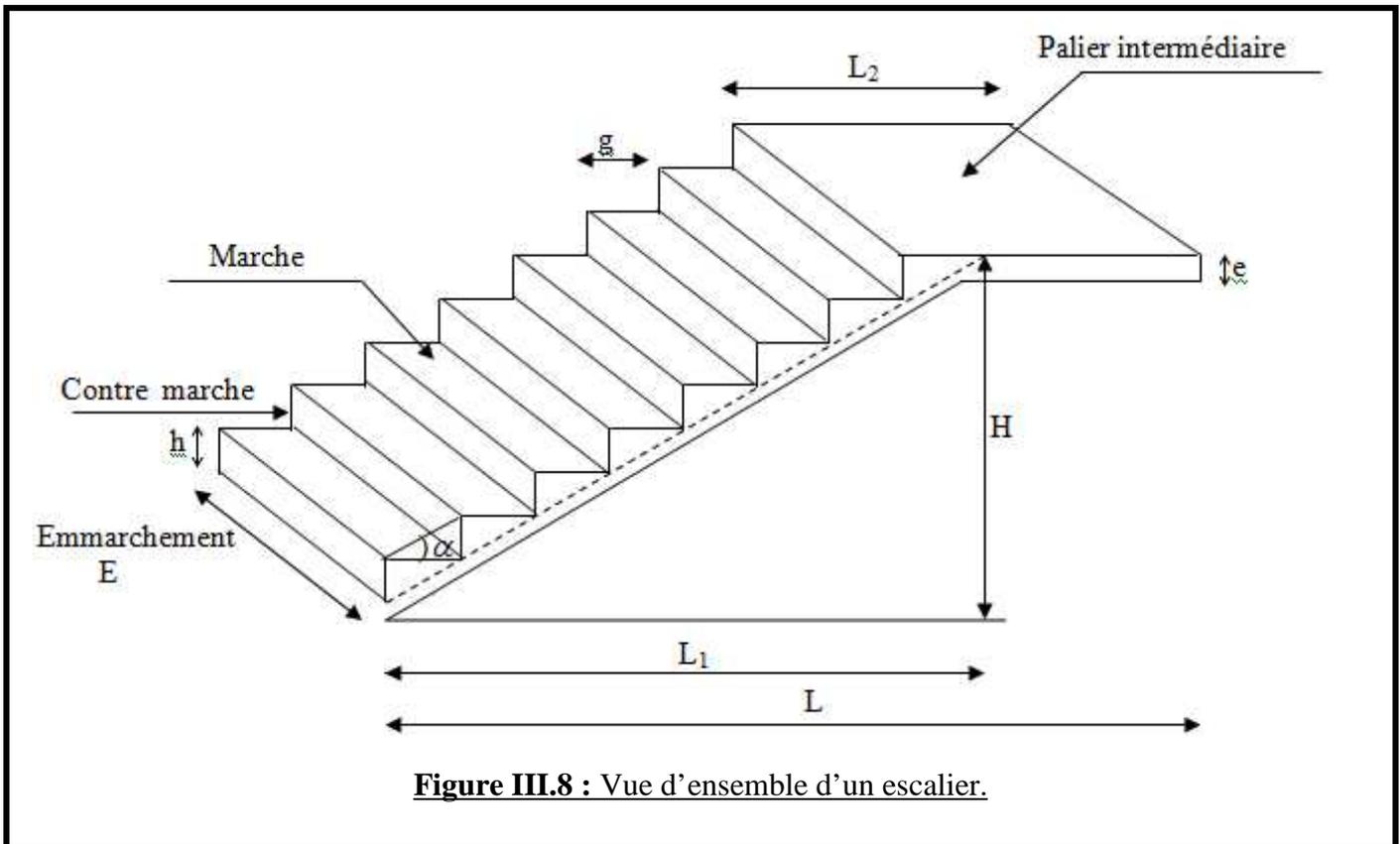


Figure III.8 : Vue d'ensemble d'un escalier.

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

h : la hauteur de la contre marche

g : longueur de la marche.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée

III.3.1. Calcul des escaliers :

a. Dimensionnement de l'escalier :

a.1. Dimensionnement du giron et contre marche :

Le dimensionnement des marches et des contre marches ainsi que le nombre des marches se fera par la loi de **BLONDEL**.

❖ Contre marche :

$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$, on prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{157,5}{17} \Rightarrow n = 9, n : \text{nombre de contre marches.}$$

❖ **Giron :**

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

Il faut vérifier que :

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

$$30 + 2(17) = 64 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc : **h = 17cm**

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

a.2. Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

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

e_p : épaisseur du palier et de la paillasse.

L_0 : longueur libre (palier + La portée de la paillasse).

Avec :

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + 140$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \quad \alpha = 29,54^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + 140 = L_0 = \frac{240}{\cos 29,54} + 140 \quad L_0 = 415,86 \text{ cm}$$

d'où :

$$\frac{415,86}{30} \leq e_p \leq \frac{415,86}{20} \Rightarrow 13,86 \leq e_p \leq 20,80$$

On opte pour une épaisseur de **18 cm** pour la paillasse et le palier de repos.

b. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

b.1. Charges permanentes :

Ñ **La paillasse :**

- ✓ Poids propre de la paillasse : $(25 \times 0,15) / \cos 29,54 = 4,31 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids propre des marches : $(22 \times 0,17) / 2 = 1,87 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids propre du revêtement :
 - ★ couche de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
 - ★ mortier de pose : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
 - ★ carrelage : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
 - ★ enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- ✓ Poids propre du garde corps (métallique) : $0,60 \text{ KN/m}^2$

$$G = 8,30 \text{ KN/m}^2$$

Ñ Palier de repos :

- ✓ Poids propre du palier : $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids propre du revêtement: $1,52 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,27 \text{ KN/m}^2$$

b.2. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier.

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

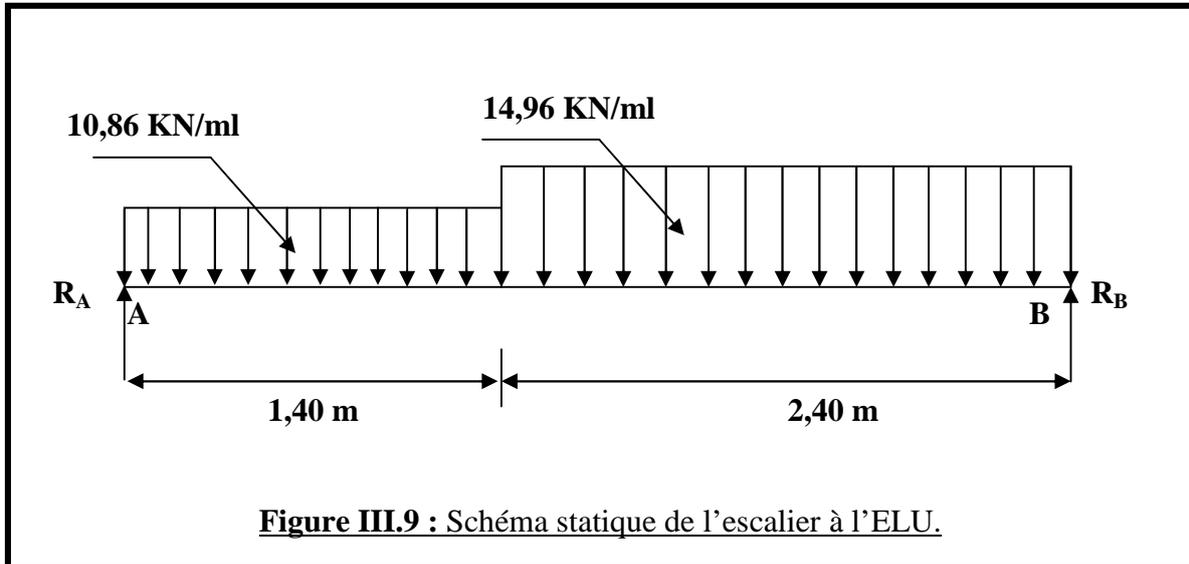
c. Calcul à l'ELU :

Pour l'étude de l'escalier on prend une bande de 1m de largeur.

c.1. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

- ✓ La paillasse : $q_p = [(1,35 \times 8,30) + (1,5 \times 2,5)] (1) \quad q_p = 14,96 \text{ KN/ml}$
- ✓ Le palier de repos : $q_{pr} = [(1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 2,5)] (1) \quad q_{pr} = 10,86 \text{ KN/ml}$



c.2. Calcul des efforts internes :

c.2.1. Réaction d'appui :

$$R_A = 23,74 \text{ KN}$$

$$R_B = 27,37 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

c.2.2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

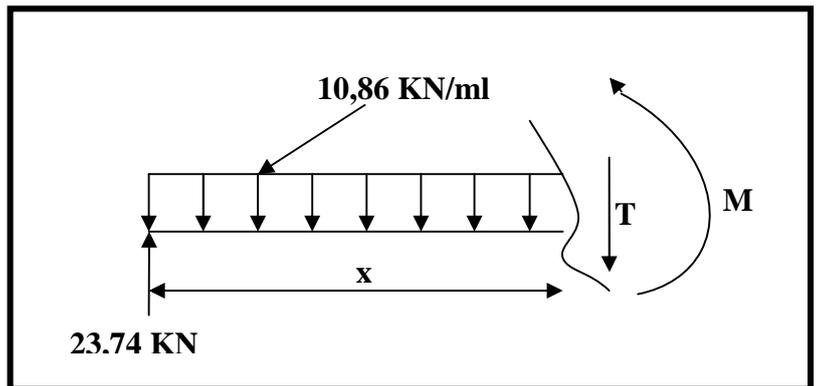
✓ **Effort tranchant :**

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

$$T(x) = -10,86x + 23,74$$

Pour : $x = 0 \quad T(0) = 23,74 \text{ KN}$

$x = 1,40 \text{ m} \quad T(1,40) = 8,54 \text{ KN}$

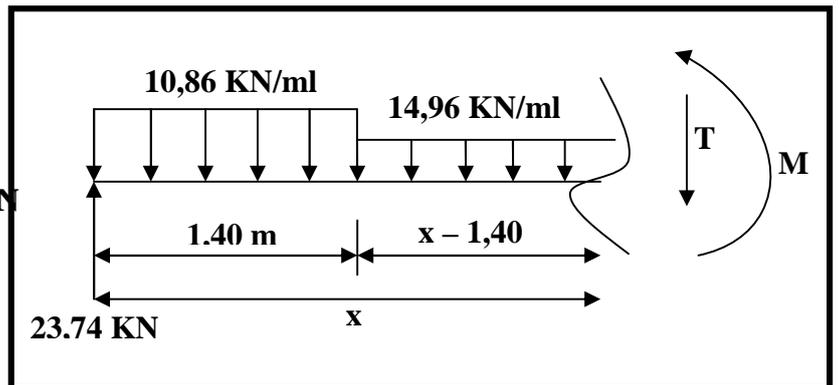


2^{ème} tronçon : $1,40 \text{ m} \leq x \leq 3,80 \text{ m}$

$$T(x) = -14,96x + 29,48$$

Pour : $x = 1,40 \text{ m} \quad T(1,40) = 8,54 \text{ KN}$

$x = 3,80 \text{ m} \quad T(3,80) = -27,37 \text{ KN}$



Tronçon [m]	X [m]	Ty [KN]
0 X 1,40	0	23,74
	1,40	8,54
1,40 X 3,80	1,40	8,54
	3,80	-27,37

✓ **Moment fléchissant :**

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

$$M(x) = -\left(\frac{10,86}{2}\right)x^2 + 23,74x$$

Pour : $x=0 \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 1,40 \text{ m} \quad M(1,40) = 22,60 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1,40 \text{ m} \leq x \leq 3,80 \text{ m}$

$$M(x) = 23,74x - 10,86(1,40)\left(x - \frac{1,40}{2}\right) - \frac{14,96}{2}(x - 1,40)^2 = -7,48x^2 + 29,48x - 4,02$$

Pour : $x = 1,40 \text{ m} \quad M(1,40) = 22,60 \text{ KN.m}$

$x = 3,80 \text{ m} \quad M(3,80) = 0 \text{ KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tronçon [m]	X [m]	Mz [KN]
0 X 1,40	0	0
	1,40	22,60
0 X 2,40	1,40	22,60
	3,80	0

↓ Calcul du M_{\max} :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T(x) \quad T(x) = 0 ; M_z = M_{\max}$$

$$T(x) = 0 \quad T(x) = 10,86x - 23,74 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,19 \text{ m}$$

$$M(x=2,19) = 24,67 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_z^{\max} = 24,67 \text{ KN.m}$$

✓ Aux appuis :

$$M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 (24,67) \quad M_a = -7,40 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 (24,67) \quad M_t = 21 \text{ KN.m}$$

c.2.3. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

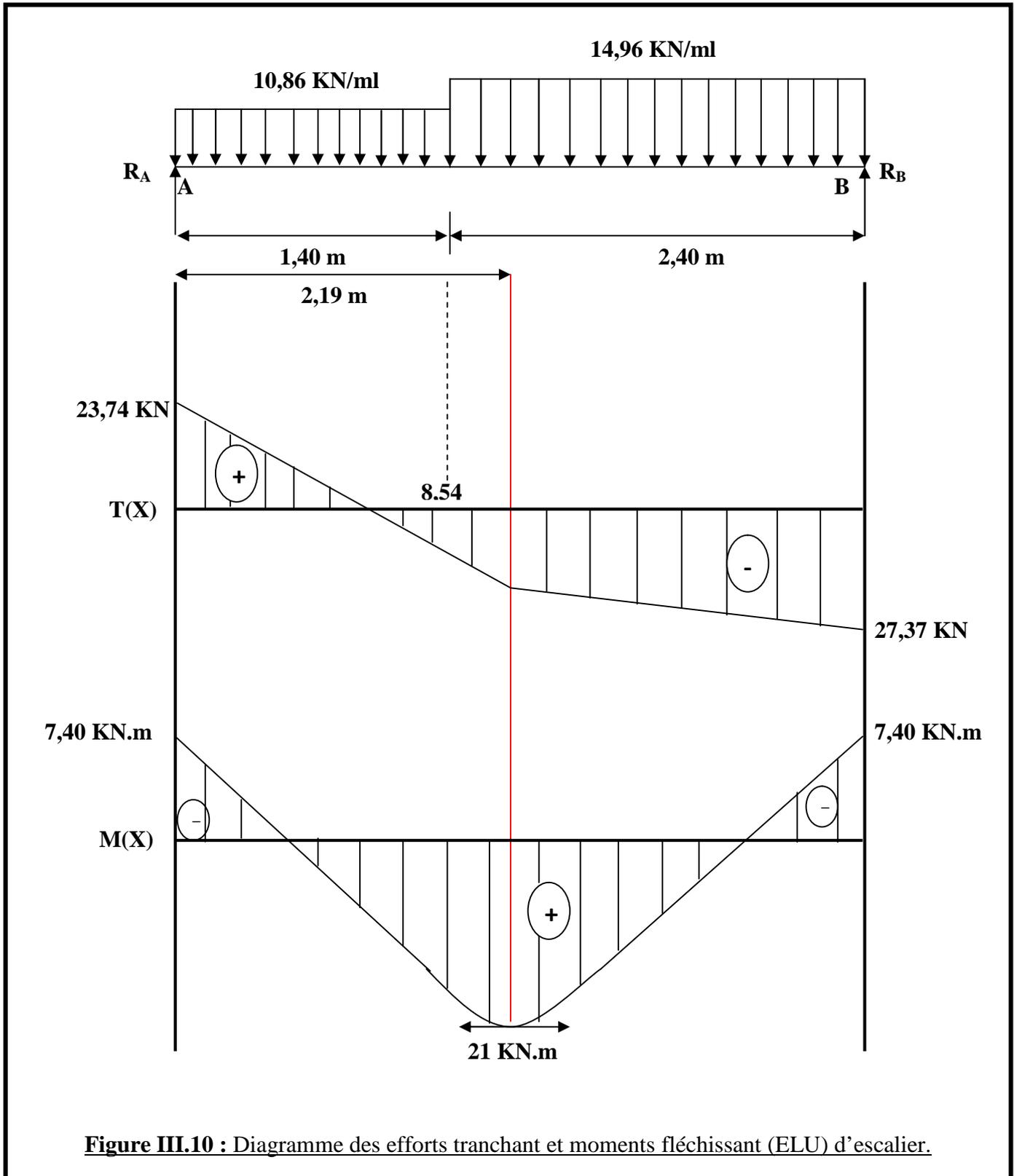


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant (ELU) d'escalier.

c.3. Calcul des armatures :

¶ **En travée :**

On a: $d = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $M_{ut} = 21 \text{ KN.m}$, $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21 (10)^3}{100(13)^2(14,2)} = \mu = 0,088$$

$\mu < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

À partir des abaques, on a la valeur de correspondant.

$$\mu = 0,088 \rightarrow \eta = 0,954$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21 (10)^3}{0,954 (13) (348)} \Rightarrow A_{ut} = 4,41 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **6HA10/ml = 4,68 cm²**; esp = 15 cm

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{ut}}{4} = \frac{4,68}{4} \Rightarrow A_r = 1,17 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **4HA10/ml = 3,12 cm²**; esp = 25 cm

¶ **Aux appuis :**

On a: $d = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $M_{ua} = 7,40 \text{ KN.m}$, $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,40 (10)^3}{100(13)^2(14,2)} = \mu = 0,030$$

$\mu < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de correspondant.

$$\mu = 0,030 \rightarrow \eta = 0,985$$

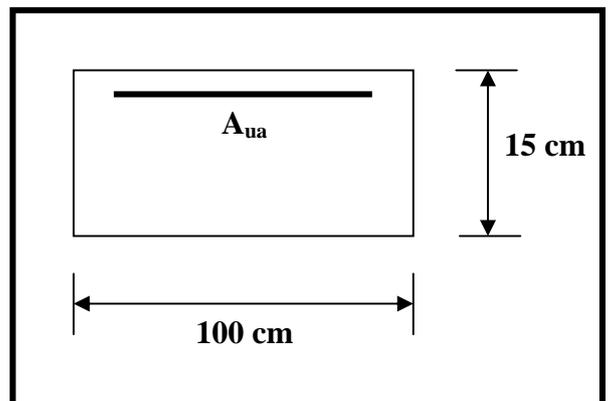
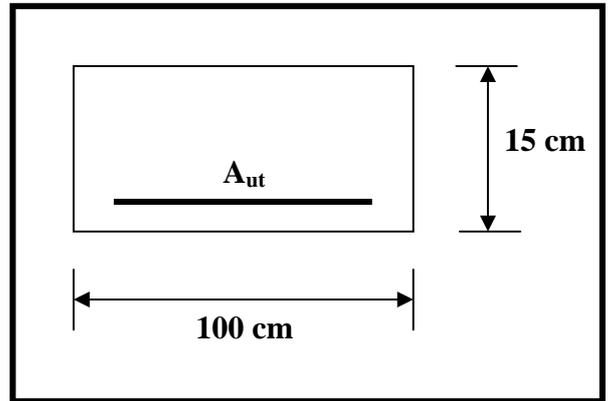
$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,40 (10)^3}{0,985(13)(348)} \Rightarrow A_{ua} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **4HA10/ml = 3,12 cm²**; esp = 25 cm

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{ua}}{4} = \frac{3,12}{4} \Rightarrow A_r = 0,78 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **4HA10/ml = 3,12 cm²**; esp = 25 cm



c.4. Vérifications :

C.4.1. Vérification de la condition de non fragilité : Art A.4.2.1 BAEL 91

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (100) (13) \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$A_{ut} = 4,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$A_{ua} = 3,12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

C.4.2. Vérification au cisaillement : Art A 5.1. 211/BAEL 91 modifié 99

Il faut vérifier que :

$$u < \bar{u}$$

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

$$\bar{u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{27,37 (10)^3}{130 (100)} \Rightarrow u = 0,21 \text{ MPa}$$

$$u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{u} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

C.4.3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

✓ Dans le béton : Art A.5.1, 313 BAEL91 modifié 99

Il faut vérifier que :

$$T_u < T_u = 0,4 b a \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

Avec : $a = 0,9 d$

$$T_u = 0,4 (100) (0,9) (13) \frac{2,1}{1,5} = T_u = 780 \text{ KN}$$

$$T_u = 27,37 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Dans les aciers** : Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifié 99

★ **Appuis** :

$$A_s = \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right)$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 d} = 27,74 + \frac{-21}{0,9(0,13)} = -179,49 < 0$$

Donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

C.4.4. Vérification d'adhérence aux appuis : Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99

Il faut vérifier que :

$$se \leq \frac{f_{te}}{f_{te}} \leq 28$$

se : Coefficient de scellement relatif à une armature.

f_{te} : contrainte d'adhérence.

f_{te} : contrainte limite d'adhérence.

l'acier utilisé est le FeE400 $s = 1,5$

$$f_{te} = 1,5 (2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$se = \frac{V_{max}}{bd \sum u_i}$$

u_i : somme des périmètre utiles des barres

$$u_i = n \pi \phi = 3,14 (6) (12) \quad u_i = 263,76 \text{ mm}$$

$$se = \frac{27,37 (10)^3}{0,9 (130)(263,76)} = 0,887 \text{ MPa}$$

$$se = 0,877 \text{ MPa} \quad f_{te} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

C.4.5. Vérification de l'ancrage des barres aux appuis : Art A.6.1, 21 BAEL 91 modifié 99

$$f_{te} = 0,6 \frac{f_{t28}}{s} = 0,6 (1,5)^2 (2,1) \quad f_{te} = 2,835 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres** :

$$L_s = \frac{d}{4 f_{te}} = \frac{1,2 (400)}{4 (2,835)} \Rightarrow L_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$L_s = 40 = 40 (1,2) \quad L_s = 56 \text{ cm}$$

Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; il faut prévoir un ancrage avec des crochets :

$$L_a = 0,4 (56) \quad L_a = 22,4 \text{ cm}$$

Soit : $L_a = 25 \text{ cm}$

d. Calcul à l'ELS :

d.1. Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q$$

✓ La paille : $q_{sp} = (8,30 + 2,5) (1) \quad q_p = 10,80 \text{ KN/ml}$

✓ Le palier de repos : $q_{spr} = (5,27 + 2,5) (1) \quad q_{pr} = 7,77 \text{ KN/ml}$

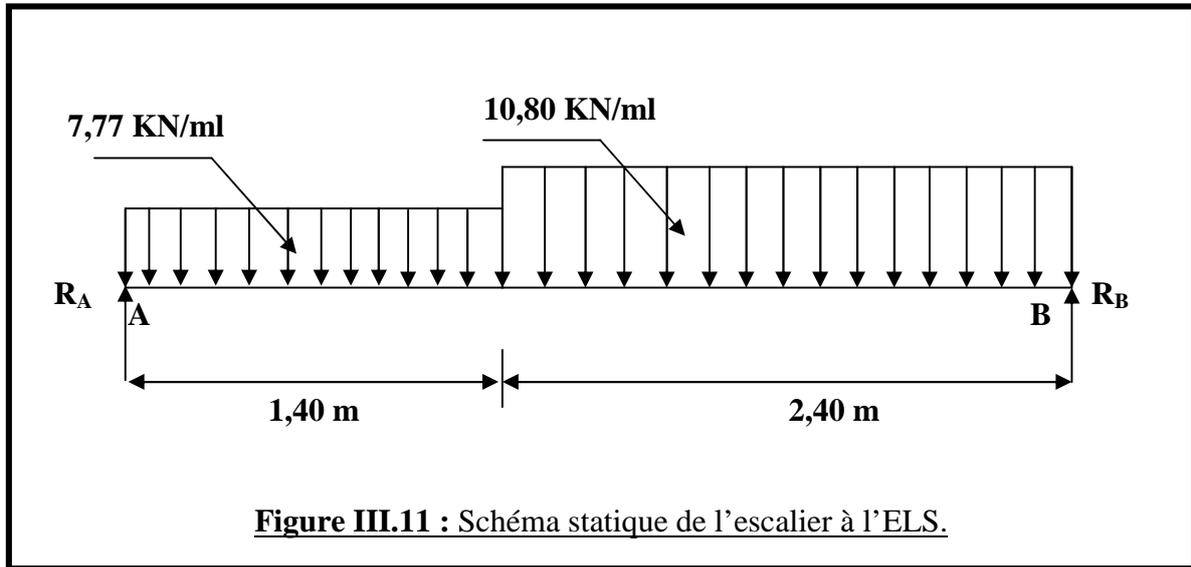


Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

d.2. Calcul des efforts internes :

d.2.1. Réaction d'appui :

$$R_A = 16,96 \text{ KN}$$

$$R_B = 19,74 \text{ KN}$$

d.2.2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

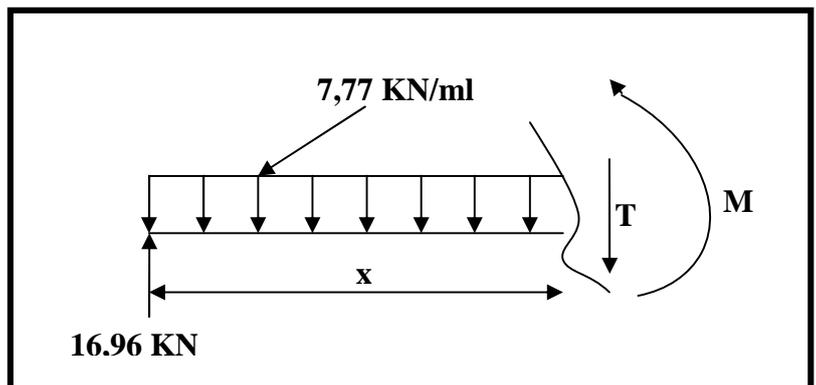
✓ **Effort tranchant :**

1^{er} tronçon : 0 x 1,40 m

$$T(x) = -7,77x + 16,96$$

Pour : $x = 0 \quad T(0) = 16,96 \text{ KN}$

$x = 1,40 \text{ m} \quad T(1,40) = 6,08 \text{ KN}$

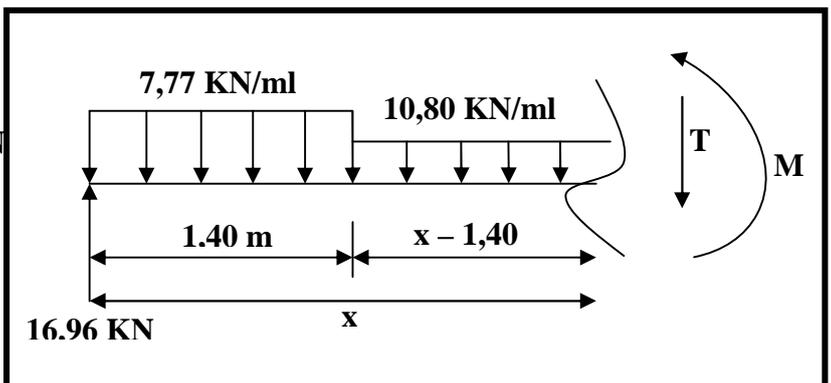


2^{ème} tronçon : 1,40 m x 3,80 m

$$T(x) = -10,80x + 21,2$$

Pour : $x = 1,40 \text{ m} \quad T(1,40) = 6,08 \text{ KN}$

$x = 3,80 \text{ m} \quad T(3,80) = -19,74 \text{ KN}$



Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tronçon [m]	X [m]	Ty [KN]
0 X 1,40	0	16,96
	1,40	6,08
0 X 2,40	1,40	6,08
	3,80	-19,74

✓ **Moment fléchissant :**

1^{er} tronçon : 0 x 1,40 m

$$M(x) = -\left(\frac{7,77}{2}\right)x^2 + 16,96x$$

Pour : x=0 → **M(0) = 0 KN.m**

x = 1,40 m **M (1,40) = 16,13 KN.m**

2^{ème} tronçon : 1,40 m x 3,80 m

$$M(x) = 16,96x - 7,77(1,40)\left(x - \frac{1,40}{2}\right) - \frac{10,80}{2}\left(x - 1,40\right)^2 = -5,4x^2 + 21,2x - 2,97$$

Pour : x= 1,40 m **M (1,40) = 16,13 KN.m**

x= 3,80 m **M (3,80) = 0 KN.m**

Tronçon (m)	X(m)	Ty (KN)
0 X 1,40	0	0
	1,40	16,13
0 X 2,40	1,40	16,13
	3,80	0

↓ **Calcul du M_{max} :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T(x) \quad T(x) = 0 ; M_z = M_{max}$$

$$T(x) = 0 \quad T(x) = 7,77x - 16,96 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,19 \text{ m}$$

$$M(x=2,19) = 17,56 \text{ KN.m}$$

D'où : **$M_z^{max} = 17,56 \text{ KN.m}$**

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 M_z^{max} = -0,3 (17,56) \quad \mathbf{M_a = - 5,27 \text{ KN.m}}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_z^{max} = 0,85 (17,56) \quad \mathbf{M_t = 14,93 \text{ KN.m}}$$

d.2.3. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

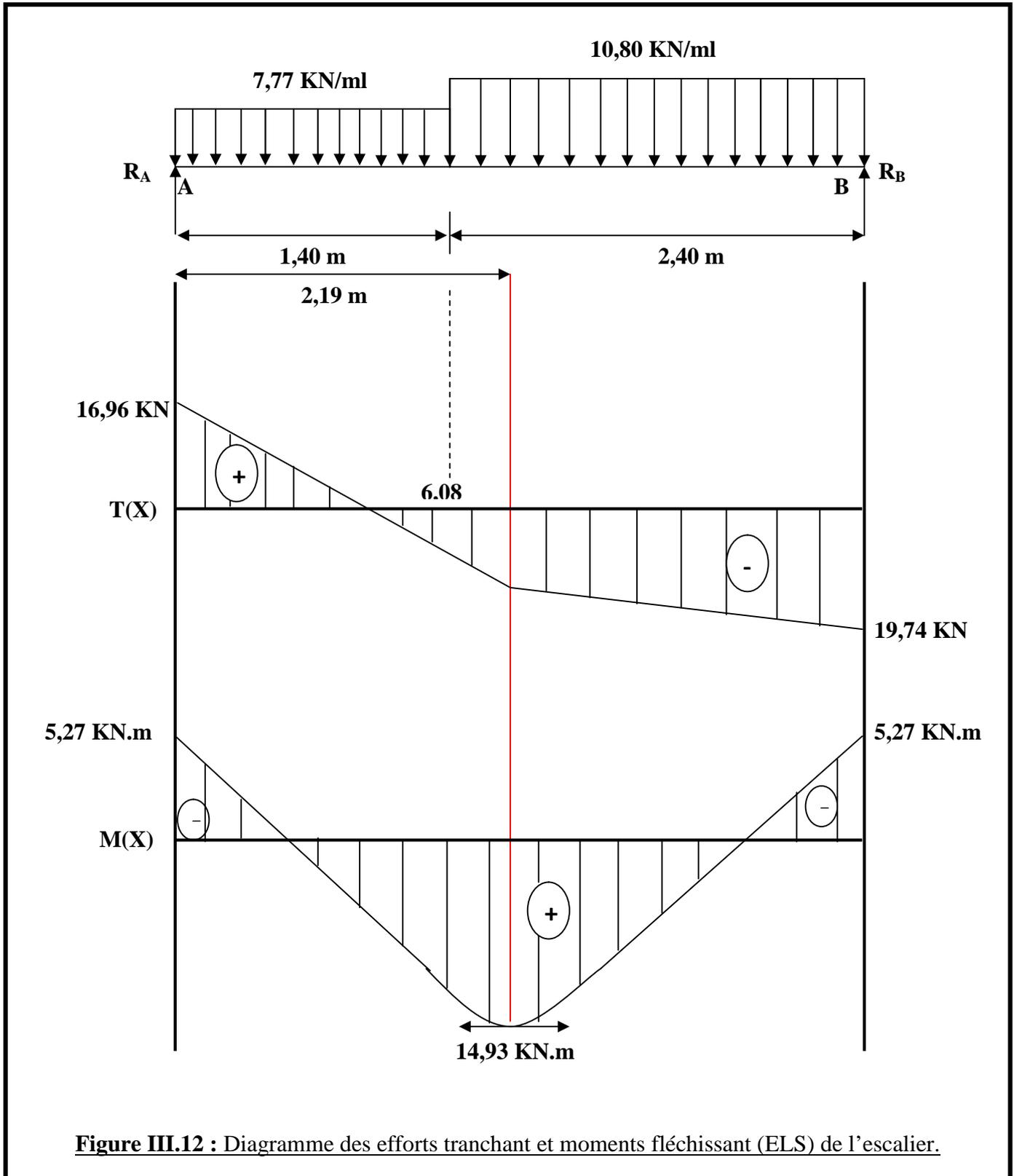


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant (ELS) de l'escalier.

d.3. Vérification des contraintes :

Ñ En travée :

$$A_t = 4,68 \text{ cm}^2, M_{st} = 14,93 \text{ KN.m}$$

On doit avoir : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st}}{k_1 \beta_1 d A_t}$$

$$= \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 (4,68)}{100 (13)} \Rightarrow = 0,30$$

Des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1 :

$$k_1 = 42,47 ; \beta_1 = 0,913$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,93 (10)^6}{42,47 (0,913)(130)(468)} = 6,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Ñ Aux appuis :

$$A_{ua} = 3,12 \text{ cm}^2, M_{sa} = 5,27 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sa}}{k_1 \beta_1 d A_t}$$

$$= \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 (3,12)}{100 (13)} \Rightarrow = 0,24$$

$$k_1 = 25,65, \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,27 (10)^6}{25,65 (0,877)(130)(312)} = 1,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Conclusion :

Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

d.4. Etat limite d'ouverture des fissures : Art B.6.3 BAEL 91 modifié 99

Aucune vérification à effectuer, car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

d.5. Etat limite de déformation : Art B.6.8, 424 BAEL 91 modifié 99

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_a}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{15}{380} = 0,0395 < 0,0625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Le calcul de la flèche est donc nécessaire.

▀ Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogène ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par CDG.

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

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{S_{/x'x}}{B_0}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$S_{/x'x}$: moment statique par rapport à l'axe $x'x$

$$S_{/x'x} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d = \frac{100 (15)^3}{12} + 15 \times 9,24 \times 13 \quad S_{/x'x} = 13078,1 \text{ cm}^2$$

B_0 : La section homogène

$$B_0 = B + n A_t = bh + n A_t =$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 4,68) \quad B_0 = 1638,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{13078,1}{1638,6} \Rightarrow V_1 = 7,96 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7,96 \Rightarrow V_2 = 7,03 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7,96)^3 + (7,03)^3] + [15 (7,03 - 2)^2 \times 4,68] \quad I_0 = 55384,05 \text{ cm}^2$$

ν : coefficient de déformation.

μ : coefficient de frottement.

$$\nu = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 4,68}{100 \times 13} \Rightarrow \rho = 0,30 \quad = 0,913$$

$$s = \frac{M_{ser}}{1 \times 1 \times A_t} = \frac{13,88 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 4,68} \Rightarrow s = 131,75 \text{ MPa}$$

$$\nu = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \dots} = \frac{0,02 \times 2,21}{\left[2 + \frac{3 \times 100}{100}\right] 0,0030} \quad \nu = 1,183$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0030 \times 131,75 + 2,1} = 0,365$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{55384,05}{1 + (1,183 \times 0,365)} \Rightarrow I_{fv} = 425565,76 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{13,88 \times 10^6 \times (3550)^2}{10 \times 10818,86 \times 425565,76 \times 10^4} \Rightarrow f_v = 3,798 \text{ mm}$$

$$f_v = 3,798 \text{ mm} < \bar{f} = 7,6 \text{ mm} \quad \textbf{La flèche est vérifiée}$$

III.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2.50 m (entre nu d'appuis).

e.1. Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$\text{Hauteur de la poutre : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Largeur de la poutre : } 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

L : portée libre de la poutre.

h_t : hauteur de la portée.

B : largeur de la poutre.

¶ Hauteur de la poutre :

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 16,67 \leq h_t \leq 28$$

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

¶ Largeur de la poutre :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t = 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 = 12 \leq b \leq 21$$

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

D'après : **Art .7.5.1.5/RPA 99** on doit vérifier les conditions suivantes :

- | | | |
|--------------------------------|---|----------------------------------|
| 1) $b \geq 20 \text{ cm}$ | } | <u>condition vérifiée</u> |
| 2) $h_t \geq 30 \text{ cm}$ | | |
| 3) $h \leq 3 \times b$ | | |
| 4) $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$ | | |

Le ferrailage de la poutre palière (b , h) = (25 , 30) se fera sous charges sismiques.

❖ Détermination des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Réactions d'appuis du palier à :

$$\text{ELU : } R_B^U = 41,29 \text{ KN}$$

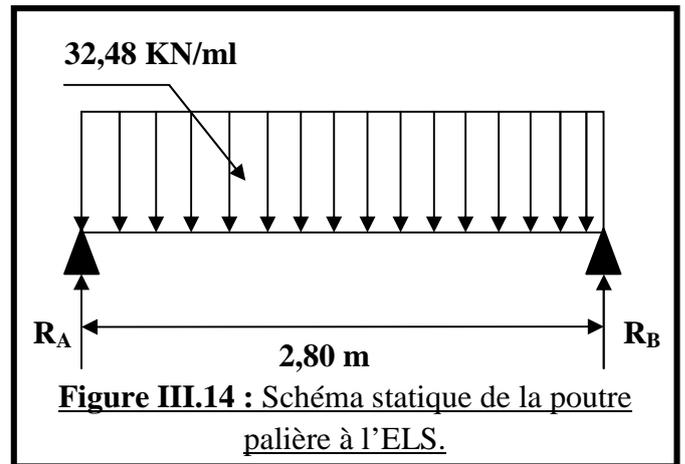
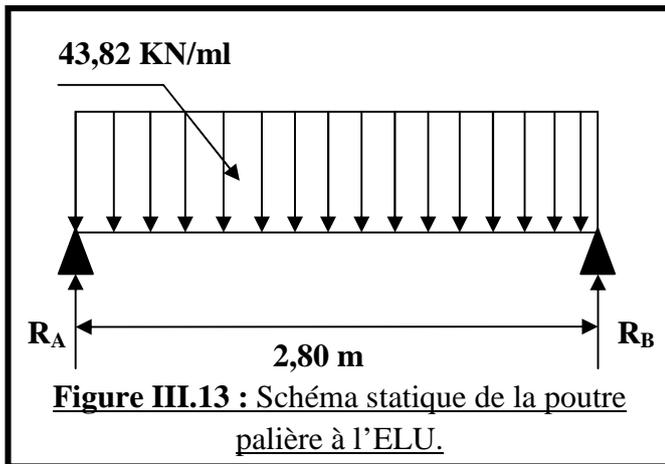
$$\text{ELS : } R_B^S = 29,95 \text{ KN}$$

❖ Combinaison des charges et surcharges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35 \times G + R_B^U = 1,35 \times 1,875 + 41,29 \quad q_u = 43,82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 1,35 \times G + R_B^S = 1,35 \times 1,875 + 29,95 \quad q_s = 32,48 \text{ KN/ml}$$

❖ Schémas statiques :



e.2. Calcul des moments et des efforts tranchants A l'ELU :

❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{43,82 \times 2,80}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 61,35 \text{ KN}$$

$R_A = 61,35 \text{ KN}$

$R_B = 61,35 \text{ KN}$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{43,82 \times 2,80^2}{8} \Rightarrow M_0 = 42,94 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{\text{umax}} = -0,3 \times 42,94 \quad M_a = -12,88 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{\text{umax}} = 0,85 \times 42,94 \quad M_t = 36,50 \text{ KN.m}$

❖ L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u L}{2} = \frac{43,82 \times 2,80}{2} \Rightarrow T = 61,35 \text{ KN}$$

❖ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :

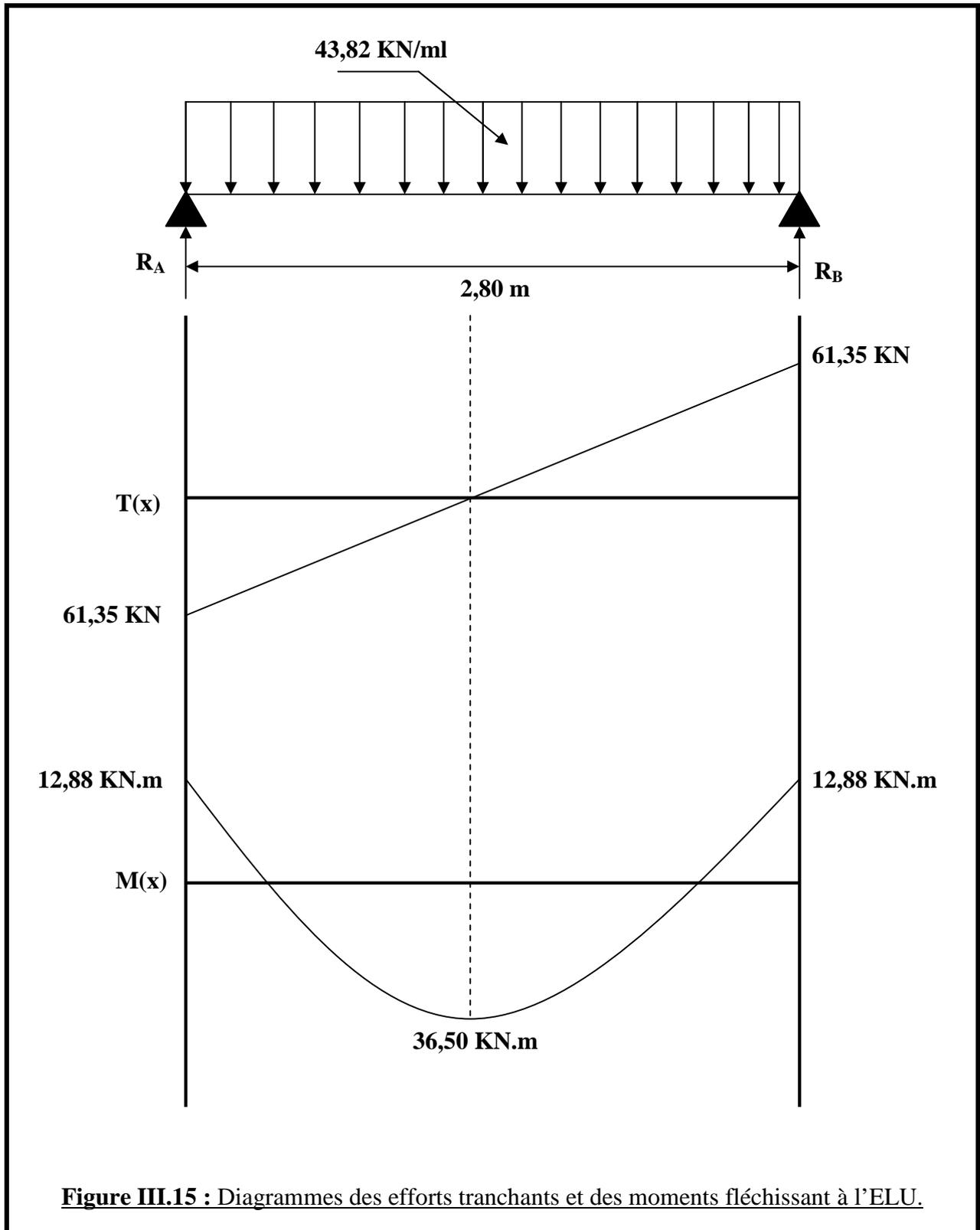


Figure III.15 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

e.3. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS :

❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{32,48 \times 2,80}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 45,47 \text{ KN}$$

$$R_A = 45,47 \text{ KN}$$

$$R_B = 45,47 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{32,48 \times 2,80^2}{8} \Rightarrow M_0 = 31,83 \text{ KN.m}$$

❖ Moments corrigés :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_{\text{umax}} = -0,3 \times 31,83 \quad M_a = -9,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{\text{umax}} = 0,85 \times 31,83 \quad M_t = 27,06 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_s L}{2} = \frac{32,48 \times 2,80}{2} \Rightarrow T = 45,47 \text{ KN}$$

❖ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants a l'ELS :

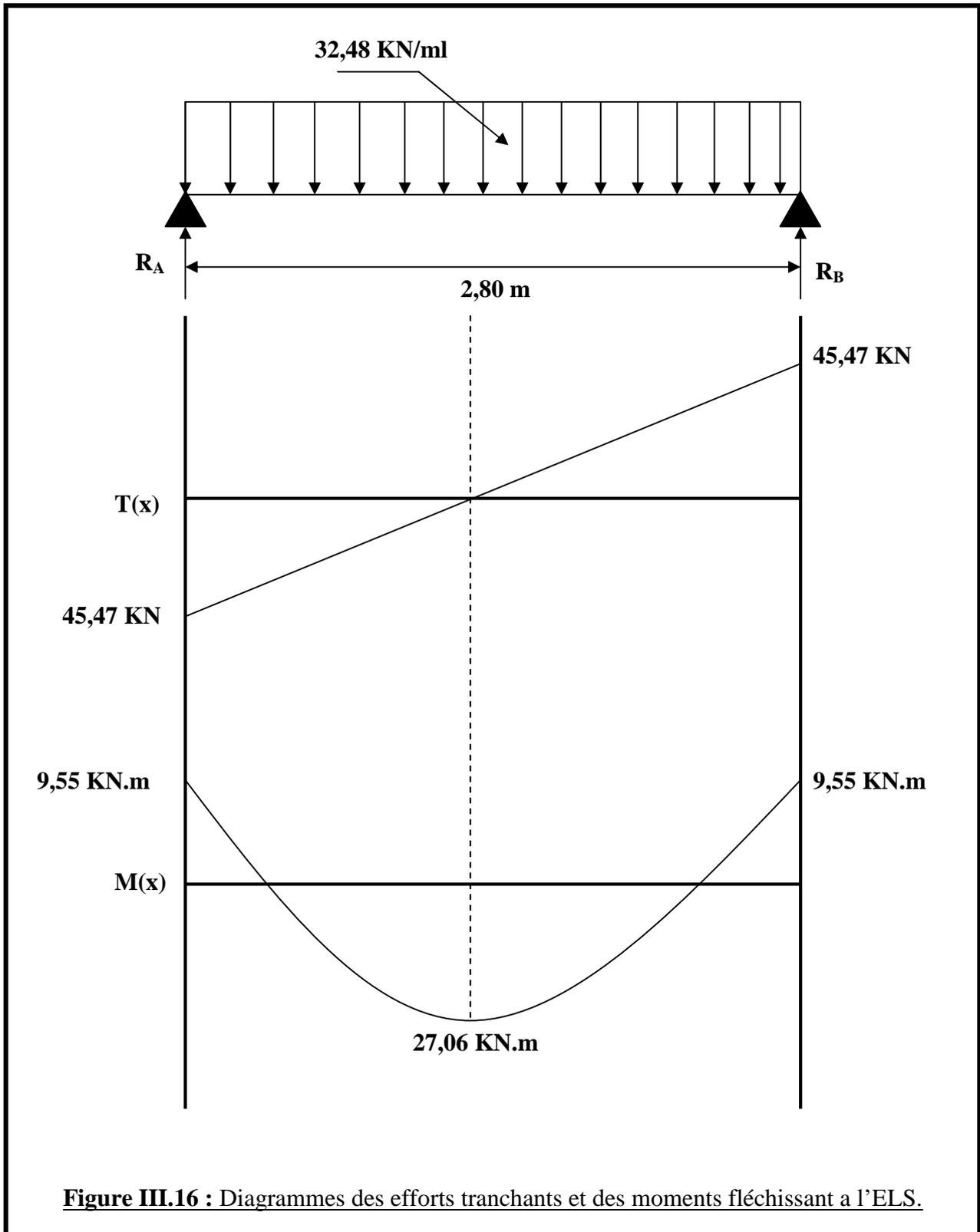


Figure III.16 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.

e.4. Calcul des armatures :

❖ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36,50 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = \mu_b = 0,131$$

$$\mu_b = 0,131 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{SSA (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)}$$

$$\mu_b = 0,174 \Rightarrow \beta = 0,930$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{36,50 \times 10^3}{0,930 \times 28 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 4,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,88 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = \mu_b = 0,046$$

$$\mu_b = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires).}$$

$$\mu_b = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{12,88 \times 10^3}{0,976 \times 28 \times 348} \Rightarrow A_{sa} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

e.5. Vérification à L'ELU :

❖ Condition de non fragilité : Art.A.4.2.1/BAEL99

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

|| ❖ Vérification au cisaillement : Art A.5.1.211/BAEL91

Il nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\overline{\sigma}_u = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{Y_3}, 5 \text{ MPa} \right] = \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}]$$

$$u = \frac{\tau_u^{\max}}{b \times d} = \frac{61,35 \times 10^3}{0,25 \times 28 \times 10^6} = u = 0,88 \text{ MPa}$$

$$u = 0,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 61,35 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{b}$$

$$T_u = 61,35 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_a = \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(61,35 \times 10^3 - \frac{12,88 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 0,294 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,294 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :**

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

$$U_i = n - \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$s_e = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{61,35 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 11,3} \Rightarrow \tau_{se} = 2,15 \text{ MPa}$$

$$s_e = 2,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ub}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ancrage des barres :**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

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

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Ñ **Diamètre :**

$$\emptyset_t = \min \left\{ \emptyset_1 ; \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,4 ; 0,857 ; 2,5 \} \quad \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\emptyset 8$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Ñ **Espacement : Art 7.5.2.2/ RPA99**

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

$$St_2 = \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{3,39 \times 400}{0,4 \times 25} \Rightarrow St_2 = 135,2 \text{ cm}$$

$$St_3 = \frac{0,8 A_t f_e}{b (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,8 \times 3,39 \times 400}{25 (0,636 - 0,3 \times 2,1)} \Rightarrow St_3 = 7210 \text{ cm}$$

✓ **En zone nodale :**

$$St_4 = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30 \right\} = \min \{ 7,5 ; 16,8 ; 30 \} \quad St_4 = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = \min \{ St_1 ; St_2 ; St_3 ; St_4 \} = 7,5 \text{ cm}$

$$S_t = 7,5 \text{ cm}$$

✓ En zone courante :

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

Soit : $S_t = \min \{St_1 ; St_2 ; St_3 ; St_5\} = 15 \text{ cm}$

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

❖ Quantité d'armatures transversales minimales : Art 7.5.2.2/RPA99

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 \quad A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,125 < \{A_t ; A_a\} \quad \text{condition vérifiée.}$$

e.1. Vérification à l'ELS :

❖ Les réactions aux appuis :

$$R_A = R_B = 45,47 \text{ KN}$$

❖ Les moments corrigés :

$$M_t = 27,06 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -9,55 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$2) \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{c28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67 ; 201,63] \quad \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$= \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} \Rightarrow = 0,410$$

$$= 0,410 \quad (\eta_1 = 0,902, K_1 = 36,02)$$

D'ou :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 A_s} = \frac{9,55 \times 10^3}{0,902 \times 3,39 \times 28} \quad \sigma_s = 111,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 111,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{111,87}{36,02} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

• En travée :

$$= \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} \Rightarrow = 0,287$$

$$= 0,287 \quad (\eta_1 = 0,862, K_1 = 21,23)$$

D'où :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 A_s l} = \frac{27,06 \times 10^3}{0,862 \times 4,62 \times 28} = \sigma_s = 139,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 139,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139,97}{21,23} = \sigma_{bc} = 6,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Etat limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

❖ Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée, les conditions suivantes doivent satisfaites :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,107 > \frac{M_{st}}{10 M_u^{max}} = \frac{27,06}{10 \times 56,7} = 0,048 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b d} = \frac{8,01}{25 \times 28} = 0,011 \times 10^{-2} < \frac{4,2}{f_e} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{condition vérifiée}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

INTRODUCTION :

Avant d'aborder la question du ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_{statique} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

IV.1. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2. Méthode statique équivalente :

IV.2.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.2. Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa, IIb.
 $H \leq 30\text{m}$ en zone III.
- b. Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par l'**Art 4.1.2/RPA** en plus de la hauteur énoncée en (a).

IV.2.3. Vérification des conditions de la MSE :

a. Condition sur la hauteur :

- Tizi Ouzou (Zone IIa)
 - $19,5 \text{ m} < 65\text{m}$
- } \Rightarrow **Condition vérifiée**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

b. Régularité en plan :

❖ **Forme du bâtiment** : La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport :

$$\frac{L_x}{L_y} < 4$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{25,2}{18,7} = 1,35 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Les excentricités** : il faut que :

$$e_x \leq 5\% L_x$$

$$e_y \leq 5\% L_y$$

- $e_x = |XCR - XCM| < 5\% L_x$
- $e_y = |YCR - YCM| < 5\% L_y$

Avec :

CM : Centre de masse

CR : Centre de torsion.

Story	XCM [m]	YCM [m]	XCR [m]	YCR [m]	ex[m]	ey[m]	5%LX	5%LY	Observation
RDC	12,4	9,108	12,4	9,08	0	0,028	1,26	0,935	C.V
ETAGE01	12,4	9,125	12,4	8,891	0	0,234	1,26	0,935	C.V
ETAGE02	12,4	9,3	12,4	8,694	0	0,606	1,26	0,935	C.V
ETAGE03	12,4	9,3	12,4	8,518	0	0,782	1,26	0,935	C.V
ETAGE04	12,4	9,3	12,4	8,375	0	0,832	1,26	0,935	C.V
ETAGE05	12,4	9,297	12,4	8,278	0	0,915	1,26	0,935	C.V

Tableau V.1 : représentatif de l'excentricité trouvée par le logiciel .

❖ **Décrochements du bâtiment** :

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\frac{l_x}{L_x} < 0,25$$

$$\frac{l_y}{L_y} < 0,25$$

On a :

$$\left. \begin{aligned} \frac{l_x}{L_x} &= \frac{2 \times 4,75}{25,2} = 0,37 > 0,25 \\ \frac{l_y}{L_y} &= \frac{2 \times 2,5}{18,7} = 0,27 > 0,25 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

❖ Ouvertures dans les planchers :

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré $S_0 < 15\% S_T$.

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

S_T : Surface totale du plancher

$S_T = 410,12 \text{ m}^2$.

$S_0 = 11,2 \text{ m}^2$.

$15\% S_T = 0,15 \times 410,12 \Rightarrow 15\% S_T = 61,52 \text{ m}^2$.

$S_0 = 11,2 \text{ m}^2 < 15\% S_T = 61,52 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

➤ Remarque :

On a deux conditions non vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées donc la MSE n'est pas applicable, alors on applique la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS 9.7.

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.1. Principe de la méthode :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2. Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV.3.3. Estimation de la période fondamentale de la structure : Art4.2.4 /RPA99 version 2003

a. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

b. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{(3/4)} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

$h_N = 18,90 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement (contreventement par voiles)

$C_T = 0,05$.

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier que : $T_{maj} \geq T_{ETABS}$

Périodes données par l'ETABS sont :

$T_1 = 0,4265 \text{ s}$ (mode 1)

❖ Calcul de la période empirique T : Art 4.2.4/RPA 99

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{(3/4)} ; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T_1 = C_T (h_N)^{3/4} = 0,05(18,90)^{3/4} \Rightarrow T_1 = 0,453 \text{ s}$$

Donc : $T_{emp} = 0,453 \text{ s}$

❖ Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T_{emp} + 30\% T_{emp} = 1,3 \times T_{emp}$$

$$T_{maj} = 1,3 \times 0,453$$

$$T_{maj} = 0,5889$$

Donc : $T_{maj} = 0,5889 \text{ s} > T_{etabs} = 0,4358 \text{ s} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ Comparaison des resultants trouvés :

Il faut que : $T_{emp} \leq T_{etabs} \leq T_{maj}$

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{Art 4.3.3/RPA}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1/RPA)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

Chapitre IV : Modélisation de la structure

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2/RPA**)

$$\xi = 10 \% \Rightarrow \eta = 1,82$$

$$\eta = 1,82 > 0,7 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

R : coefficient de comportement de la structure (**tableau 4-3.RPA**) en fonction du système de contreventement.

Portiques conventionnés par des voiles $\Rightarrow R = 4$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4-7/RPA**)

$$\text{Site meuble} \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

Q : facteur de qualité déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : c'est la pénalité à retenir selon que le critère est satisfait ou non". (**Tableau 4-4/RPA**)

Critère «q »	Sens transversal		Sens longitudinal	
	Observé ou non	P_q	Observé ou non	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0,00	OUI	0,00
2. Redondance en plan	OUI	0,00	OUI	0,00
3. Régularité en plan	NON	0,05	NON	0,05
4. Régularité en élévation	NON	0,05	NON	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0,00	OUI	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0,00	OUI	0,00
		0,10		0,10

Tableau IV.2 : Valeurs de pénalités P_q .

$$\text{Donc : } Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$$Q = 1 + 0,10 \Rightarrow Q = 1,10 \text{ (Dans les deux sens)}$$

IV.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{D \times A \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A = 0,15 coefficient d'accélération de zone.

Q = 1,10 facteur de qualité.

R = 4 : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

❖ Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il dépend de :

- la catégorie du site.
- Le facteur de correction d'amortissement « η ».
- La période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3. \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} \dots\dots\dots T > 3. \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

On a le cas d'absence d'essais ou d'étude de site approprié, il est permis d'utiliser le spectre S_3 .

Tableau 4.7/RPA 99 ⇒ site meuble ⇒ catégorie 3.

La nature du sol : meuble (site 3) ⇒ **$T_2 = 0,50$ sec**

η : le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ (%) : le pourcentage de l'amortissement critique ; il en est fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4-2 R.P.A 99).

ξ = 10 % ⇒ η = 0,76 > 0,7 ⇒ **Condition vérifiée**

T : période fondamentale de la structure.

$T_{etabs} = 0,4265$ sec ⇒ $0 \leq T_{etabs} \leq T_2$ ⇒ **D = 2,5 η**

D = 2,5 η = 2,5 × 0,76 ⇒ **D = 1,9** sec

❖ **Calcul de poids du bâtiment W_{tot} :**

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0,0000	11138,830	2335,4662	2335,4662	0,0000

$$W_t = M_t \times g = 2335,4662 \times 10 \Rightarrow W_t = 23354,662 \text{ KN}$$

Donc :

$$V = \frac{D \times A \times Q}{R} \times W_t = \frac{1,9 \times 0,15 \times 1,10}{4} \times 23354,662 \Rightarrow V = 1830,42 \text{ KN}$$

Donc : $V_{\text{statique}} = 1830,42 \text{ KN}$

$$0,8 V = 0,8 \times 1830,42 \Rightarrow 0,8 V = 1464,34$$

❖ **Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :**

- **Tableau :Récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec le logiciel :**

Spec	Mode	V_{etabs} (KN)
EX	all	1666,87
EY	all	1713,26

Tableau V.3 : Efforts tranchants a la base du bâtiments.

$$V_x \text{ dynamique} = 1666,87 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 1713,26 \text{ KN}$$

- **Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :**

$$V_{\text{statique}} = 0,8 V = 1464,34 \text{ KN}$$

$$V_x \text{ dynamique} = 1666,87 \text{ KN} > 80\% V = 1464,34 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 1713,26 \text{ KN} > 80\% V = 1464,34 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_{statique} obtenus par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

- **Estimation de la période fondamentale :**

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Mode	Période(sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,426576	66,792	0	0	66,792	0	0
2	0,38224	0	69,0222	0	66,792	69,0222	0
3	0,349874	3,5382	0	0	70,3302	69,0222	0
4	0,10486	19,3117	0	0	89,6419	69,0222	0
5	0,088206	0	21,3155	0	89,6419	90,3378	0
6	0,083594	0,0936	0	0	89,7355	90,3378	0
7	0,048046	6,5912	0	0	96,3267	90,3378	0
8	0,040517	0	6,4095	0	96,3267	96,7472	0

Tableau V.4 : La période fondamentale et le taux de participation massique.

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 7**

IV.4. Calcul des déplacements relatifs : Art 4.4.3. /RPA 99 version 2003

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement (**R = 4**).

δ_{ek} : Déplacements dûs aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ 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.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

➤ **Remarque :**

on a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ Le sens longitudinal XX :

Etages	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_c (m)	obs.
ETAGE5	0,0063	0,0013	0,0315	vérifiée
ETAGE4	0,005	0,0013	0,0315	vérifiée
ETAGE3	0,0037	0,0012	0,0315	vérifiée
ETAGE2	0,0025	0,0012	0,0315	vérifiée
ETAGE1	0,0013	0,0009	0,0315	vérifiée
RDC	0,0004	0,0004	0,0315	vérifiée

Tableau V.5 : Déplacements relatifs des portiques sens XX.

❖ Sens transversal YY :

Etages	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_c (m)	obs.
ETAGE5	0,0052	0,0011	0,0315	vérifiée
ETAGE4	0,0041	0,0011	0,0315	vérifiée
ETAGE3	0,003	0,0010	0,0315	vérifiée
ETAGE2	0,0019	0,0011	0,0315	vérifiée
ETAGE1	0,001	0,0009	0,0315	vérifiée
RDC	0,0003	0,0003	0,0315	vérifiée

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques sens YY.

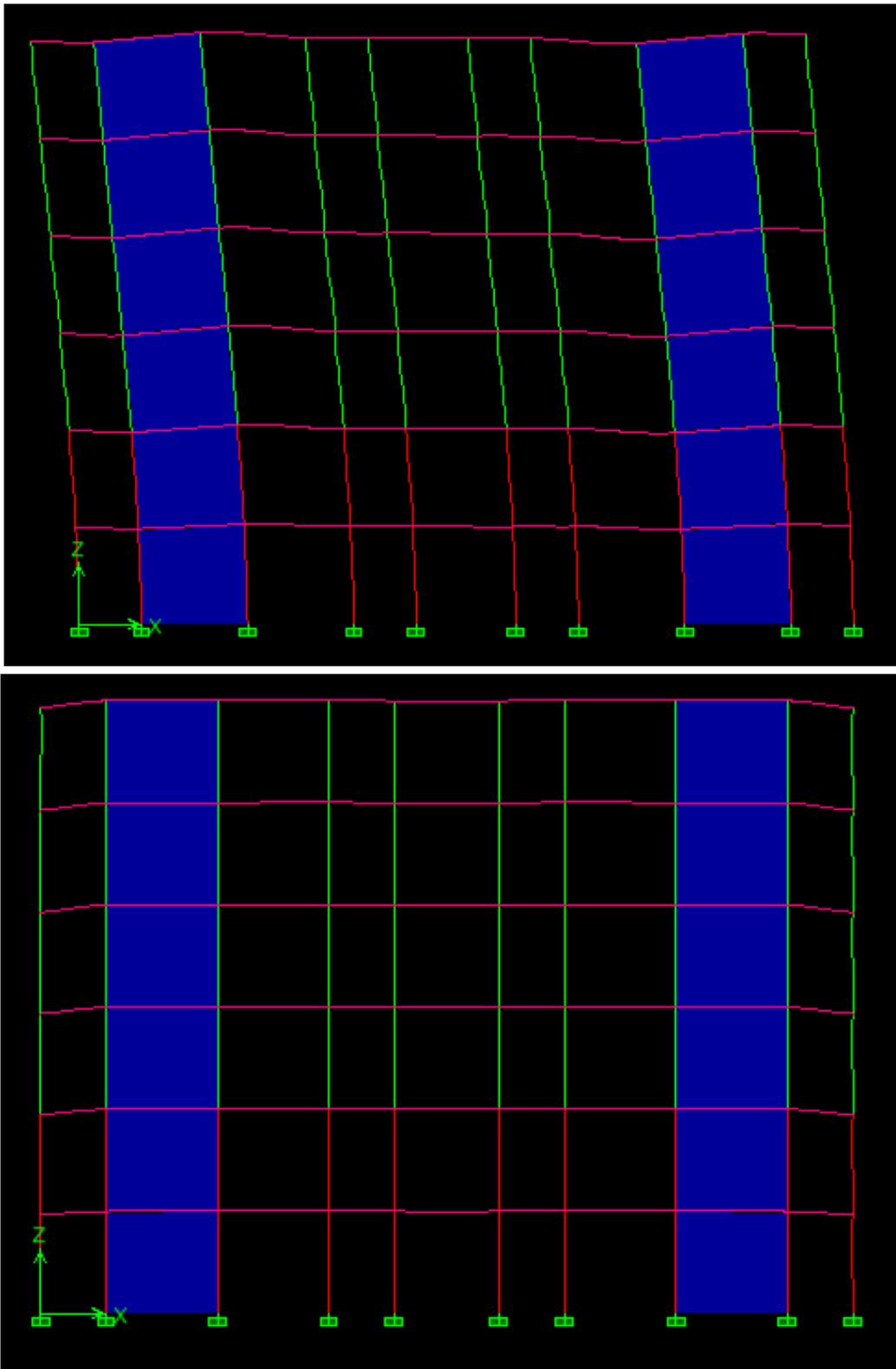


Figure V.1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dûs aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements admissibles minimaux recommandés par le RPA 99 qui égaux à 1% de la hauteur d'étage.

IV.4.2. Déplacement maximal :

Le déplacement maximal que subit la structure peut être vérifié par la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

avec :

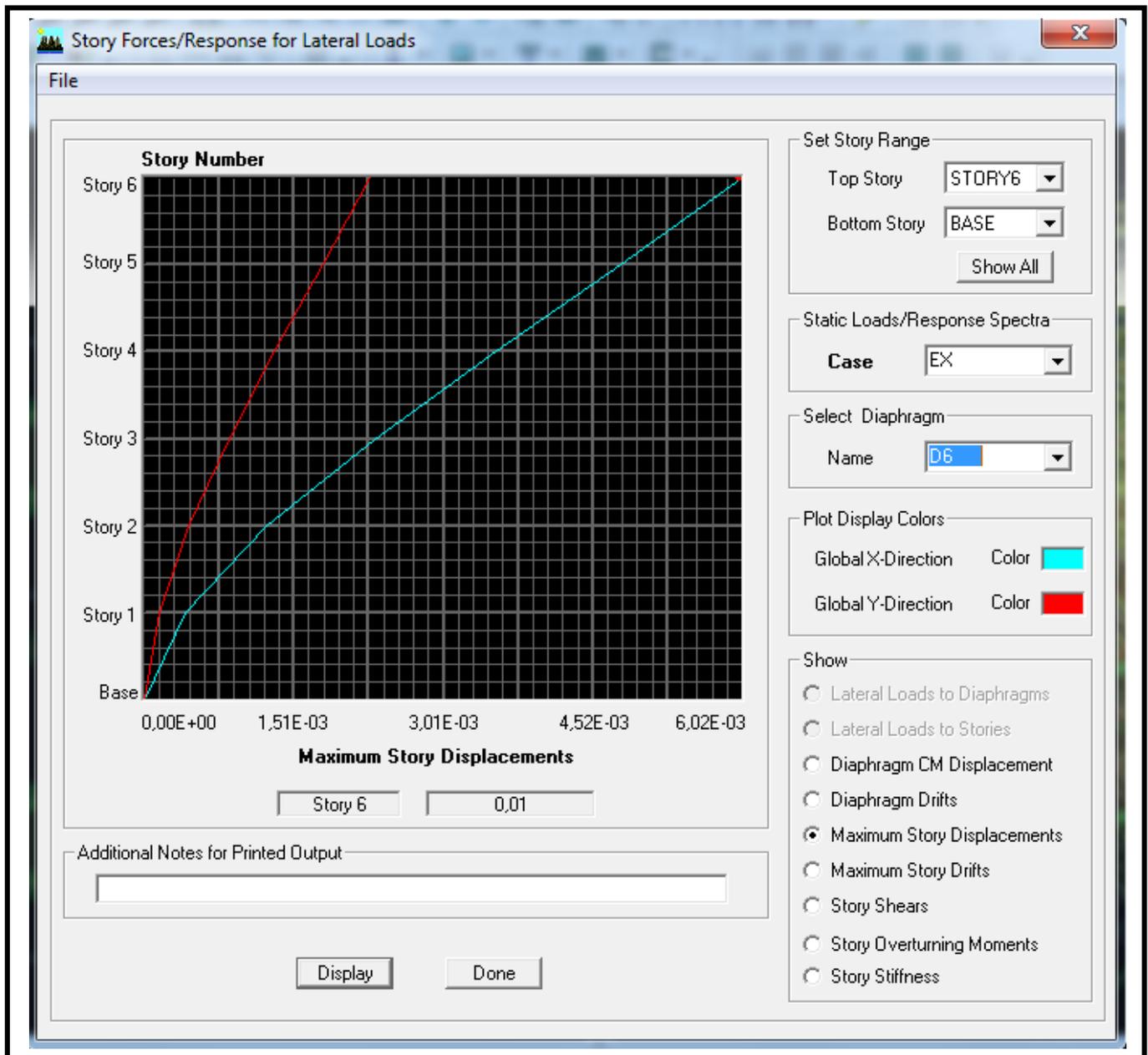
$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f = La flèche admissible.

H_t = la hauteur totale du bâtiment

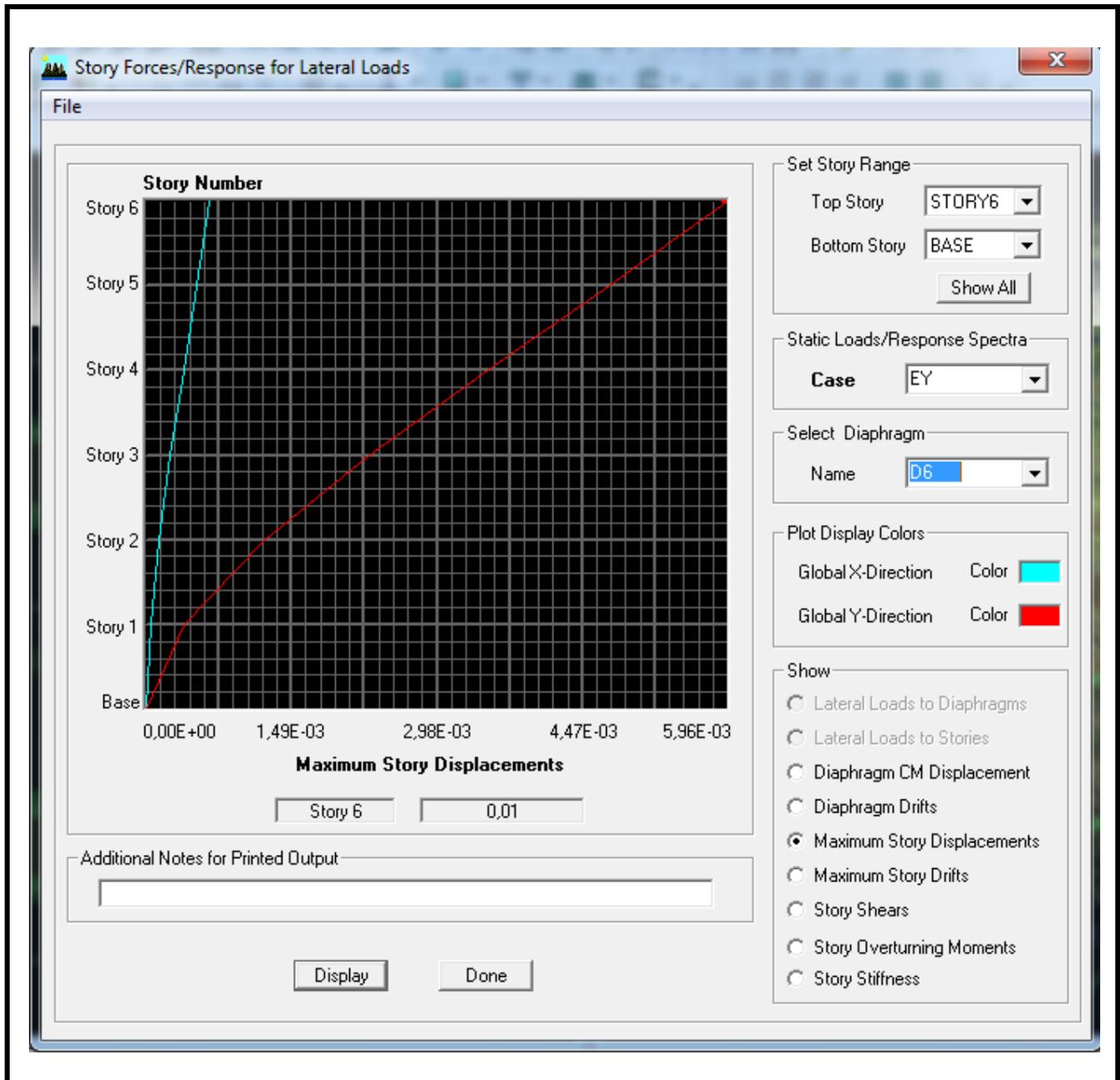
❖ Sous l'action de Ex :

$$\delta_{\max} = 0,01 \text{ m} \leq f = \frac{19,5}{500} = 0,039 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



❖ Sous l'action de Ey :

$$\delta_{\max} = 0,01 \text{ m} \leq f = \frac{19,5}{500} = 0,039 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Donc : les déplacements relatifs dans tous les niveaux et dans les deux sens inférieures au déplacement admissible.

IV.5. Vérification de l'effet P-Delta : Art 5.9.RAP99/version 2003

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_K : Effort tranchant d'étage a niveau k.

h_K : La hauteur de l'étage k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

D'où : $\theta_K \leq 0,1$: Effet P-Delta peut être négligé si non ;

$0,1 \leq \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $\frac{1}{1-\theta_K}$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

❖ Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P-Δ) :

Etages	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		ΔK(m)	V _K × H _K	θ _X	ΔK(m)	V _K × H _K	θ _Y
ETAGE5	3389,933	0,0013	4721,0625	0,000933	0,0011	4878,6885	0,000764
ETAGE4	3818,824	0,0013	250,0785	0,0198	0,0011	263,718	0,0159
ETAGE3	3818,824	0,0012	1742,2335	0,0026	0,0010	2076,6375	0,00184
ETAGE2	3818,824	0,0012	72,2925	0,0634	0,0011	76,734	0,0547
ETAGE1	3988,728	0,0009	756,693	0,0047	0,0009	756,7245	0,00474
RDC	4061,803	0,0004	5250,6405	0,000309	0,0003	5396,769	0,000226

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effort P-ΔM.

IV.6. Vérification des efforts normaux aux niveau des poteaux : Art 7.4.3.1; formule 7.2/RPA

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec : $\frac{N_d}{\beta \times f_{cj}} \leq 0,3$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

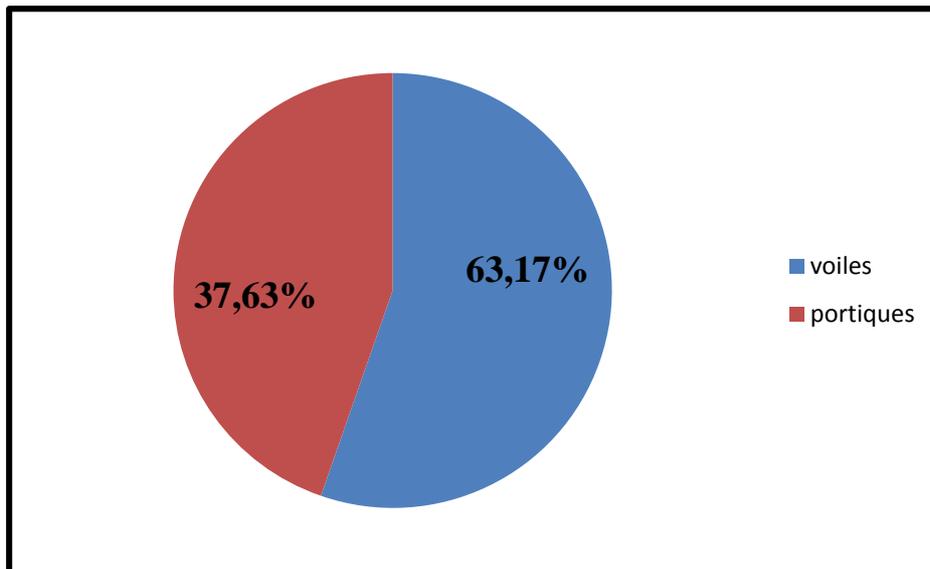
$$N_d = 1285,04 \text{ KN} \Rightarrow \frac{1285,04 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,4 \times 25} = 0,28 \leq 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.7. Justification de l'interaction portiques-voiles :

Les forces sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

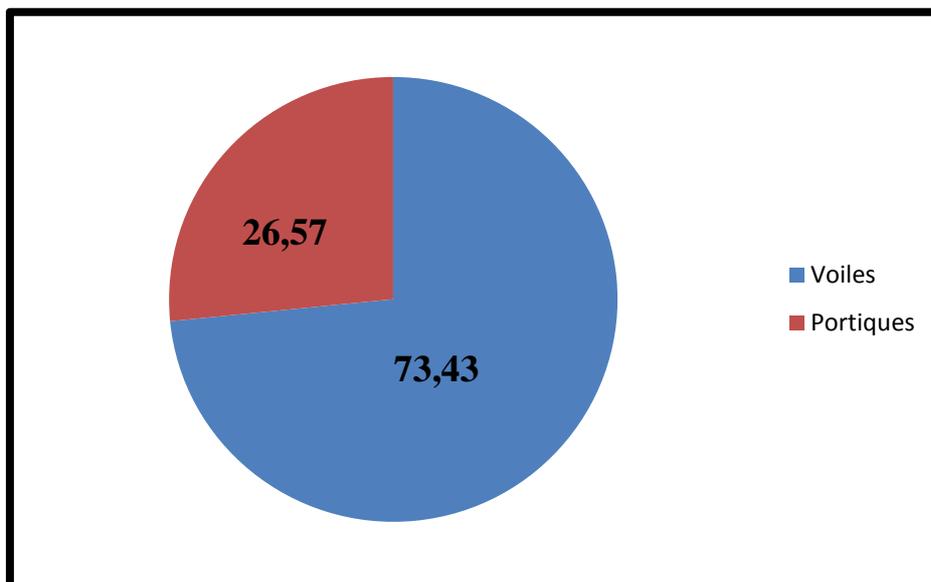
❖ Sens longitudinal :

- Voiles : **63,17 %**
- Portiques : **8,70 %**



❖ Sens transversal :

- Voiles : **73,43 %**
- Portiques : **26,57 %**



➤ **Conclusion** :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-delta est vérifié.
- Effort normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectué les vérifications exigées par RPA, on peut procéder au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V : Résultat d'étude aux chargements

Introduction :

Les sollicitations à considérer pour le calcul des ferrillages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

Les combinaisons :

❖ Combinaisons du BAEL 99 :

- ELU : $1,35G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

❖ Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E$
- $0,8G \pm E$

Avec :

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

a. Les portiques :

Les combinaisons de charges à prendre sont :

Élément	BAEL 99		RPA 99	
	ELU	ELS		
Poutres	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8 G \pm E$
Poteaux	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8 G \pm E$

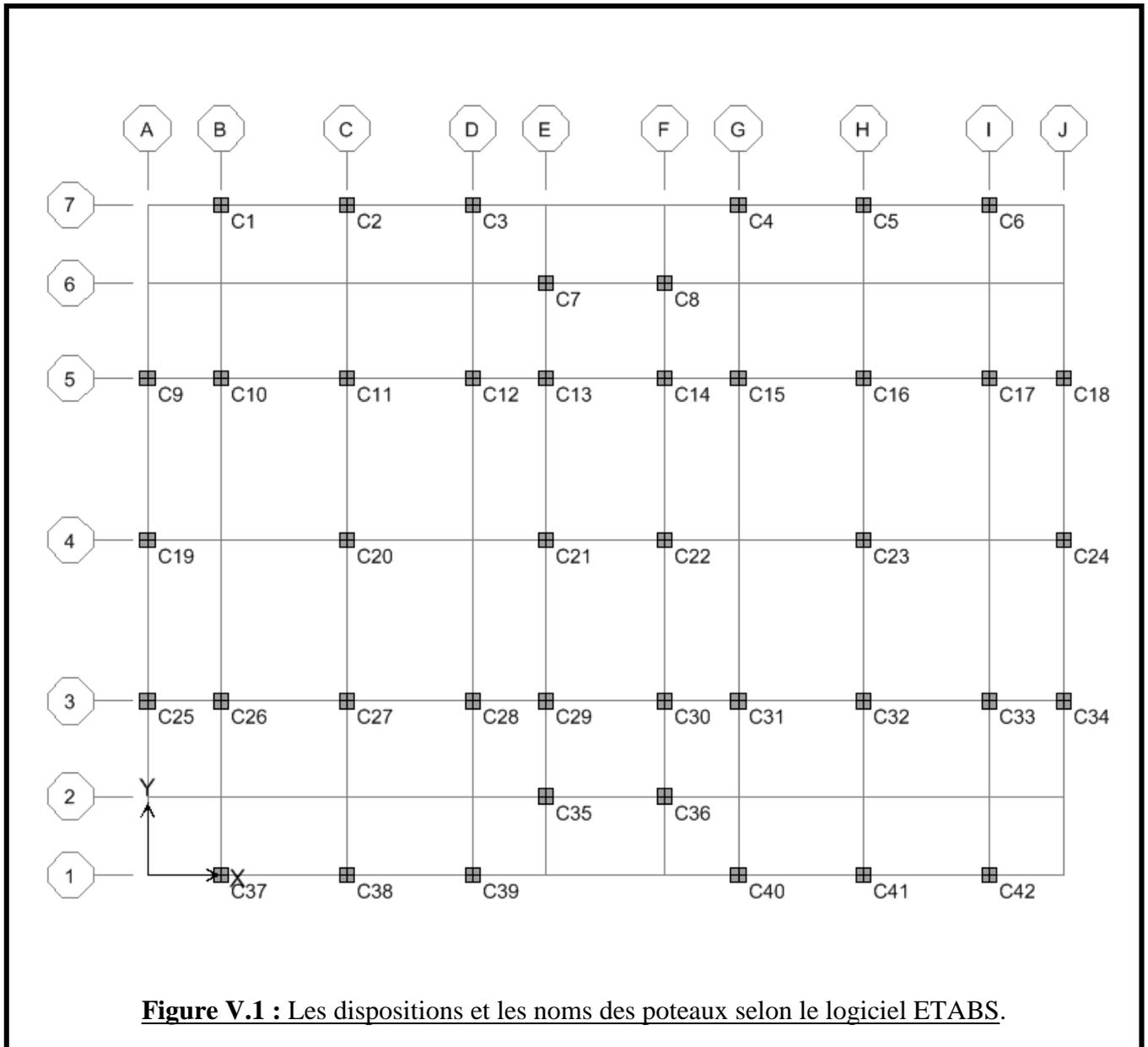
b. Les voiles :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- $G + Q + E$
- $0,8 G + E$
- $0,8 G - E$
- ELU
- ELS

V.1. Les efforts internes dans les éléments :

V.1.1. Les poteaux :



Chapitre V : Résultat d'étude aux chargements

Les résultats donnés dans les tableaux suivants sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- $|N_{\max}| \Rightarrow M_2 \text{ et } M_3$
- $|M_2^{\max}| \Rightarrow P \text{ et } M_3$
- $|M_3^{\max}| \Rightarrow P \text{ et } M_2$

➤ **Remarque :**

On pose : N, P.

On désigne les combinaisons par les notations suivantes :

P : plus (+) .

M : Moins (-) .

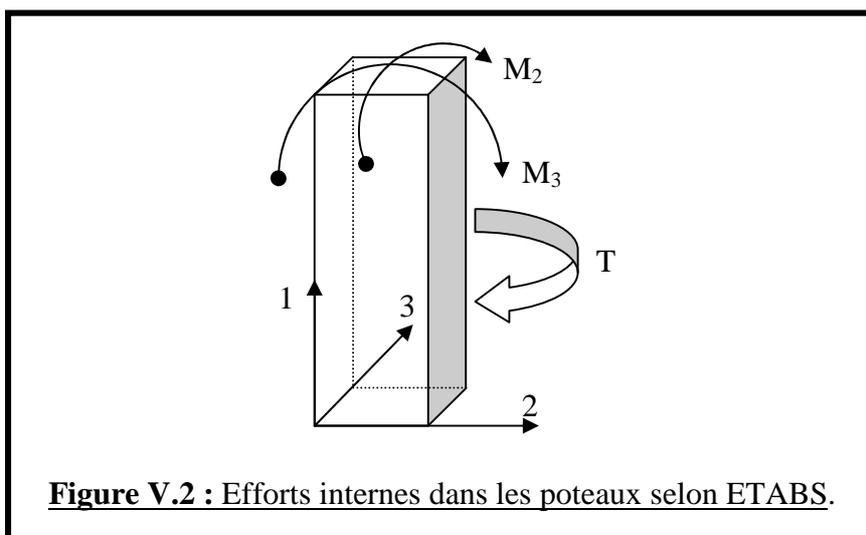


Figure V.2 : Efforts internes dans les poteaux selon ETABS.

❖ **Poteaux 40×40 :**

• **COMB 1 : ELU**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C35	-52,38	16,13	-7,84	11,689	-22,848
C20	-1779,13	0,09	-0,01	-0,016	0,092
C2	-616,12	-0,24	24,14	38,109	-0,361
C24	-273,97	38,93	-0,37	-0,558	61,236

• **COMB 2 : ELS**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C35	-37,93	11,66	-5,67	8,45	-16,516
C20	-1285,04	0,06	-0,01	-0,011	0,066
C2	-446,47	-0,17	17,37	27,423	-0,26
C24	-199,27	28,04	-0,27	-0,401	44,101

Chapitre V : Résultat d'étude aux chargements

- **COMB 3 : 0,8 G ± E**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C19	437,95	-7,73	3,35	1,223	15,259
C11	-829,83	-3,81	-1,53	-2,748	-10,426
C2	-260,37	1,13	13,78	23,076	1,888
C24	6,63	19,94	0,74	2,083	33,032

- **COMB 4 : G + Q ± E**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C19	355,87	-13,4	3,3	1,303	25,03
C20	-1319,7	-4,45	-0,8	-2,004	-10,539
C2	-421,08	1,06	20,93	34,361	1,785
C24	-59,63	31,31	0,63	1,917	50,916

- ❖ **Poteaux 35x35 :**

- **COMB 1 : ELU**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C25	-21,4	-5,2	-0,67	0,896	7,544
C20	-1140,23	-0,11	-0,03	-0,055	-0,168
C2	-114,4	-0,36	23,23	32,44	-0,48
C19	-39,44	-42,62	-0,39	0,48	58,878

- **COMB 2 : ELS**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C25	-15,49	-3,75	-0,49	0,649	5,453
C20	-824,03	-0,08	-0,02	-0,039	-0,122
C2	-83,39	-0,26	16,8	23,407	-0,347
C19	-28,71	-30,84	-0,28	0,347	42,678

- **COMB 3 : 0,8 G ± E**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C19	156,56	-9,77	1,31	1,006	17,121
C20	-537,33	-6,85	-1,16	-1,932	-11,02
C38	-45,91	1,07	-4,86	22,38	1,758
C12	-57,22	25,74	1,81	3,089	38,041

- **COMB 4 : G + Q ± E**

Elément	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M ₂ [KN.m]	M ₃ [KN.m]
C24	115,5	21,51	1,23	1,104	-22,183
C20	-850,31	-6,88	-1,17	-1,952	-11,062
C5	-79,28	1,77	22,33	31,005	2,58
C19	-26,94	-26,36	-0,13	0,566	49,254

V.1.2. Les poutres :

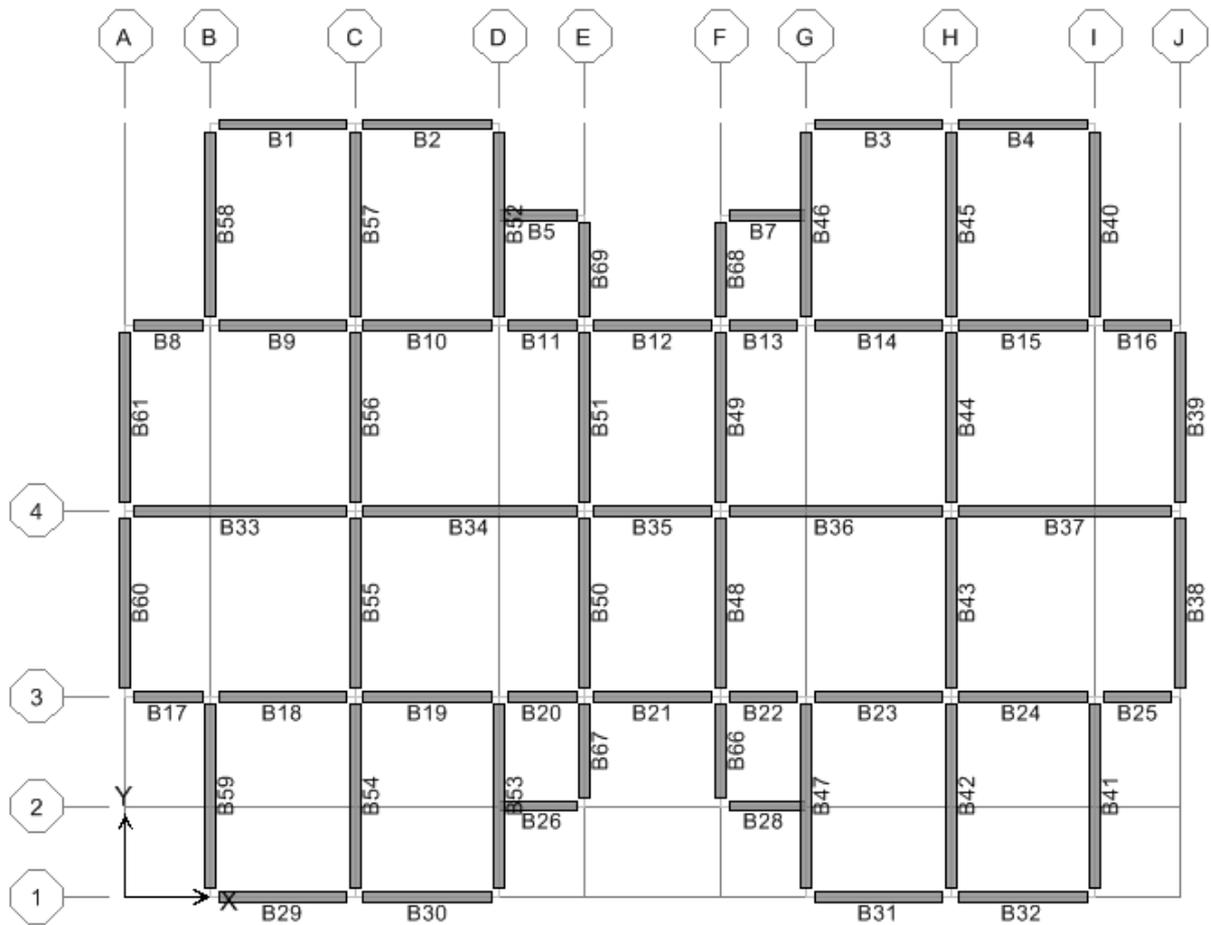


Figure V.2 : Les dispositions et les noms des poutres selon le logiciel ETABS.

Chapitre V : Résultat d'étude aux chargements

Les résultats donnés dans les tableaux suivants sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- M_3^+ (max) \Rightarrow Moment en travées.
- M_3^- (max) \Rightarrow Moment aux appuis.

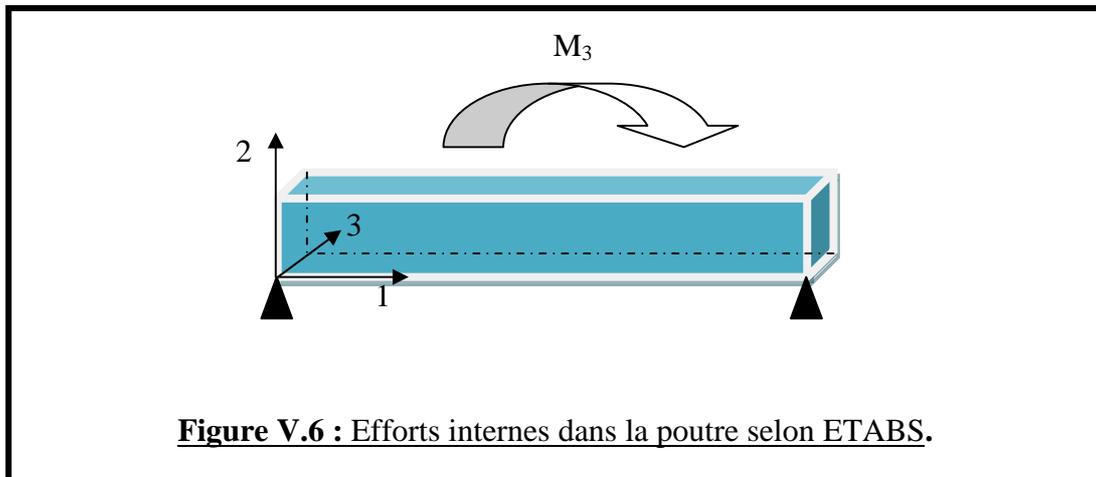


Figure V.6 : Efforts internes dans la poutre selon ETABS.

a. Les poutres Principales (25×40) :

❖ **Planchers RDC, étages 1 :**

• **COMB 1 : ELU**

Elément	V_2 [KN]	T [KN]	M_3 [KN.m]
B33	-30,28	0,038	70,395
B34	139,72	-0,189	-108,717

• **COMB 2 : ELS**

Elément	V_2 [KN]	T [KN]	M_3 [KN.m]
B33	-21,79	0,027	50,689
B34	100,63	-0,137	-78,303

• **COMB 3 : 0,8 G \pm E**

Elément	V_2 [KN]	T [KN]	M_3 [KN.m]
B17	55,81	10,651	42,106
B33	-65,59	-1,447	-58,234

• **COMB 4 : G + Q \pm E**

Elément	V_2 [KN]	T [KN]	M_3 [KN.m]
B34	-18,21	0,22	51,522
B33	-106,12	-1,474	-88,952

Chapitre V : Résultat d'étude aux chargements

❖ Planchers d'étages 2,3,4,5 :

• COMB 1 : ELU

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B34	4,88	0,23	71,513
B34	145,21	-0,751	-123,503

• COMB 2 : ELS

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B34	3,51	0,166	51,499
B34	104,6	-0,541	-89,001

• COMB 3 : 0,8 G ± E

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B17	61,29	11,121	54,97
B33	-69,24	-2,165	-68,217

• COMB 4 : G + Q ± E

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B17	62,33	18,089	59,094
B33	-110,83	-2,216	-102,567

b. Les poutres secondaires (25×35) :

❖ Planchers RDC, étages 1 :

• COMB 1 : ELU

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B46	0,15	1,213	11,756
B43	-23,63	0,015	-22,041

• COMB 2 : ELS

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B46	0,11	0,878	8,491
B43	-17,06	0,011	-15,905

• COMB 3 : 0,8 G ± E

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B68	11,12	0,506	17,074
B68	-20,53	-0,183	-19,921

Chapitre V : Résultat d'étude aux chargements

- **COMB 4 : G + Q ± E**

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B68	8,16	0,59	16,162
B39	-20,67	0,837	-22,828

- ❖ **Planchers d'étages 2,3,4,5 :**

- **COMB 1 : ELU**

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B43	1,58	0,106	14,741
B43	-28,4	0,106	-33,535

- **COMB 2 : ELS**

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B43	1,2	0,077	10,63
B43	-20,6	0,077	-24,289

- **COMB 3 : 0,8 G ± E**

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B68	15,98	0,527	23,664
B68	-26,14	-0,381	-27,294

- **COMB 4 : G + Q ± E**

Elément	V ₂ [KN]	T [KN]	M ₃ [KN.m]
B68	12,83	0,579	22,566
B44	16,79	-0,225	-32,935

V.1.3. Les voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I ⇒ RDC, étage 1.

Zone II ⇒ Étage 2,3,4,5.

Le calcul des contraintes est fait par les formules suivantes :

$$1) \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V'$$

$$2) \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V'$$

$$\text{Avec : } v = v' = \frac{L}{2}$$

L : la longueur du voile.

S : la section du voile. (S = L × e).

I : le moment d'inertie du voile. (I = $\frac{e \times L^3}{12}$).

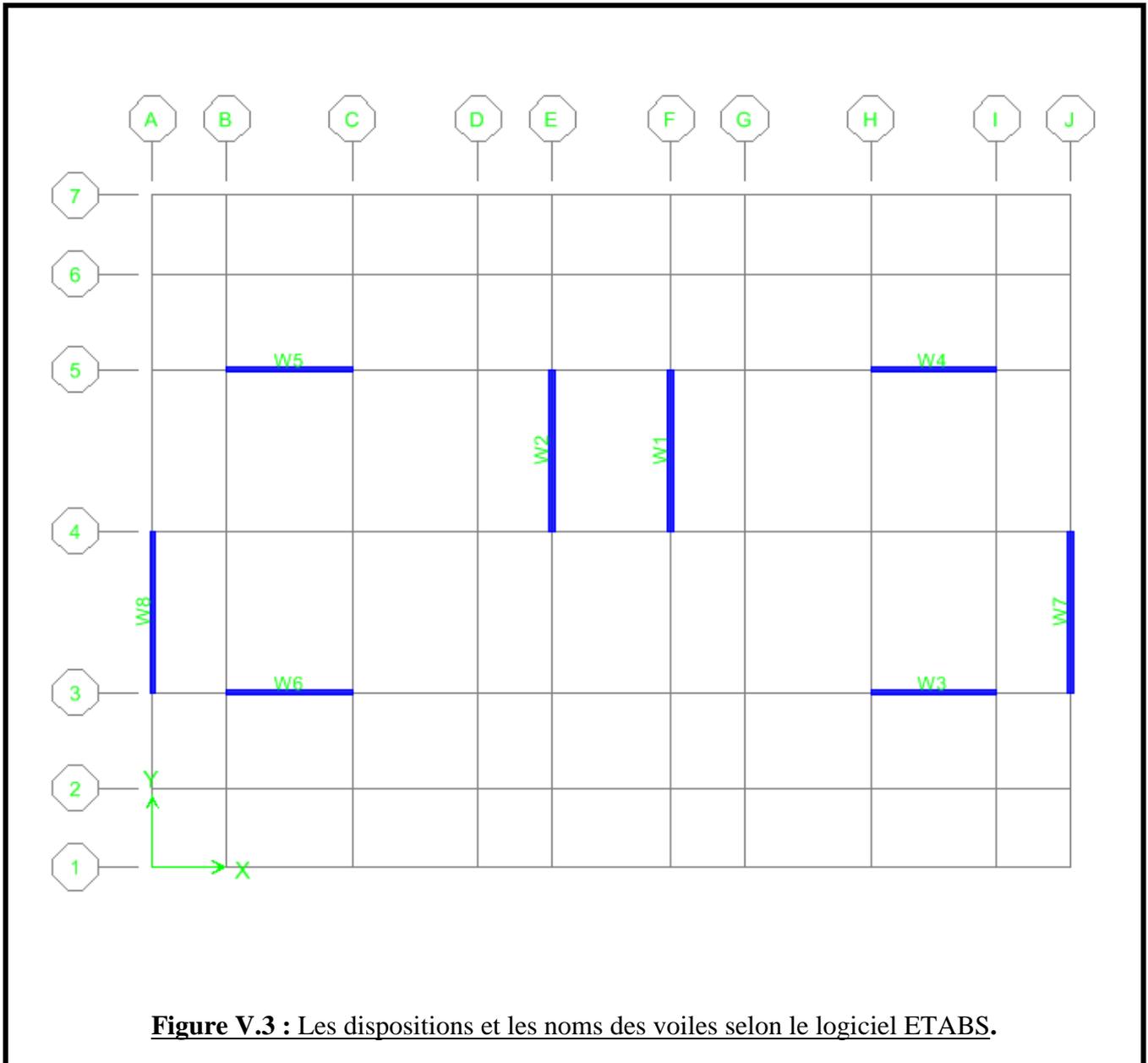


Figure V.3 : Les dispositions et les noms des voiles selon le logiciel ETABS.

Chapitre V : Résultat d'étude aux chargements

Les valeurs des contraintes minimales et maximales sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Zone I (RDC, étage 1)							
Voiles		Efforts internes				Contraintes	
COMB	Elément L = 4,8 m	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M [KN.m]	σ_{\min} [MPa]	σ_{\max} [MPa]
ELU	W2	-2523,77	36,97	-21,72	-148,883	-4,080	0,6243
ELS	W2	-1833,66	26,62	-15,63	-106,902	-2,8604	-0,3065
G + Q ± E	W2	-1979,25	-390,1	-17,22	-1388,096	-5,7110	2,2019
0,8 G ± E	W2	-1354,72	-400,93	-10,8	-1342,369	-4,8470	2,5508
Voiles		Efforts internes				Contraintes	
COMB	Elément L = 3,8 m	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M [KN.m]	σ_{\min} [MPa]	σ_{\max} [MPa]
ELU	W5	-2942,34	-27,2	-1,47	53,453	-5,3426	2,0575
ELS	W5	-2132,52	-19,59	-1,06	38,512	-2,7075	-2,0494
G + Q ± E	W6	-2255,32	-399,49	-1,06	-1055,589	-6,0284	0,7602
0,8 G ± E	W6	-1506,39	-391,2	-1,48	-1071,855	-5,0399	1,6829
Zone II (Etage 2,3,4,5)							
Voiles		Efforts internes				Contraintes	
COMB	Elément L = 4,8 m	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M [KN.m]	σ_{\min} [MPa]	σ_{\max} [MPa]
ELU	W2	-1699,39	94,99	-39,03	133,383	-3,8449	2,9264
ELS	W2	-1234,89	68,4	-28,1	96,185	-2,7797	2,1164
G + Q ± E	W2	-1341,47	-271,76	-32,12	-1055,923	-4,4595	2,9984
0,8 G ± E	W2	-922,3	-299,61	-20,63	-1094,003	-3,4117	2,2059
Voiles		Efforts internes				Contraintes	
COMB	Elément L = 3,8 m	P [KN]	V ₂ [KN]	V ₃ [KN]	M [KN.m]	σ_{\min} [MPa]	σ_{\max} [MPa]
ELU	W5	-1963,63	-74,93	0,35	-101,469	-2,6903	0,3544
ELS	W5	-1423,68	-53,99	0,25	-73,098	-1,9485	-0,2597
G + Q ± E	W6	-1506,94	-346,65	-3,51	-1392,064	-3,3772	0,4038
0,8 G ± E	W6	-1013,09	-323,35	-3,42	-1361,221	-2,6901	0,5174

➤ **Conclusion :**

Après l'extraction des efforts internes (efforts normaux, efforts tranchants, moments fléchissant) dans les éléments de la structure, on passera au ferrailage.

VI. Ferrailage des éléments structuraux :

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent « **Résultats d'étude aux chargements** » ;
On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux .

V.2. Ferrailage des Poteaux :

V.1.1. Armatures longitudinales :

D'après l' **Art 7.4.2/RPA99 version 2003**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

❖ Leur pourcentage minimal sera de :

0,8 % en zone II $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 (b \times h)$

- RDC, 1^{er} étage $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\min} = 0,008 (40 \times 40) = \mathbf{12,8 \text{ cm}^2}$.
- Étages 2, 3,4,5 $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{\min} = 0,008 (35 \times 35) = \mathbf{9,8 \text{ cm}^2}$.

❖ Leur pourcentage maximal sera de :

4 % en zone courante :

- RDC, 1^{er} étage $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\max} = 0,04 (40 \times 40) = \mathbf{64 \text{ cm}^2}$.
- Étages 2, 3,4,5 $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{\max} = 0,04 (35 \times 35) = \mathbf{49 \text{ cm}^2}$.

6% en zone de recouvrement :

- RDC, 1^{er} étage $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\max} = 0,06 (40 \times 40) = \mathbf{96 \text{ cm}^2}$.
- Étages 2, 3,4,5 $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{\max} = 0,06 (35 \times 35) = \mathbf{73,5 \text{ cm}^2}$.

❖ Le diamètre minimum est de 12 mm

❖ La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ en zone II.

❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

V.1.2. Étapes du calcul : (cas d'une compression)

Pour la Détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent représenter :

a. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

❖ Section partiellement comprimée (SPC) :

$$\text{Si : } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left[\left(\frac{h}{c} - c \right) (d - c) \times N_u \right] - M_f \leq \left[0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right] \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

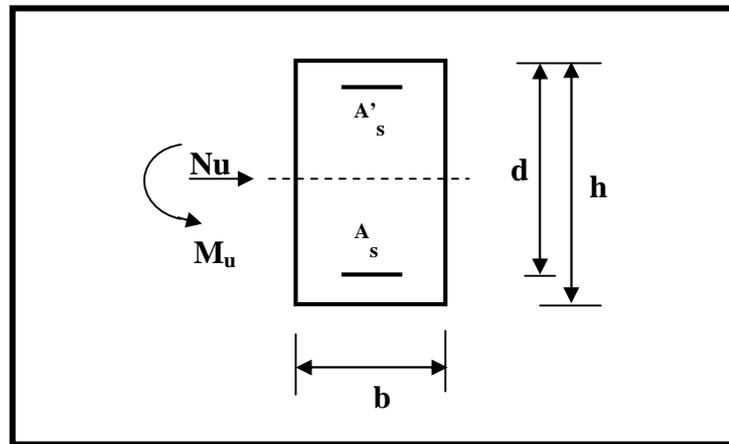
$$\text{ou : } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{2} - c$$

- Calcul de centre de pression e_u : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures

L'effort normal est un effort de traction ou de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{2} - c$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normal est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$\left[(d - c') \times N_u \right] - M_f \leq \left[0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right] \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

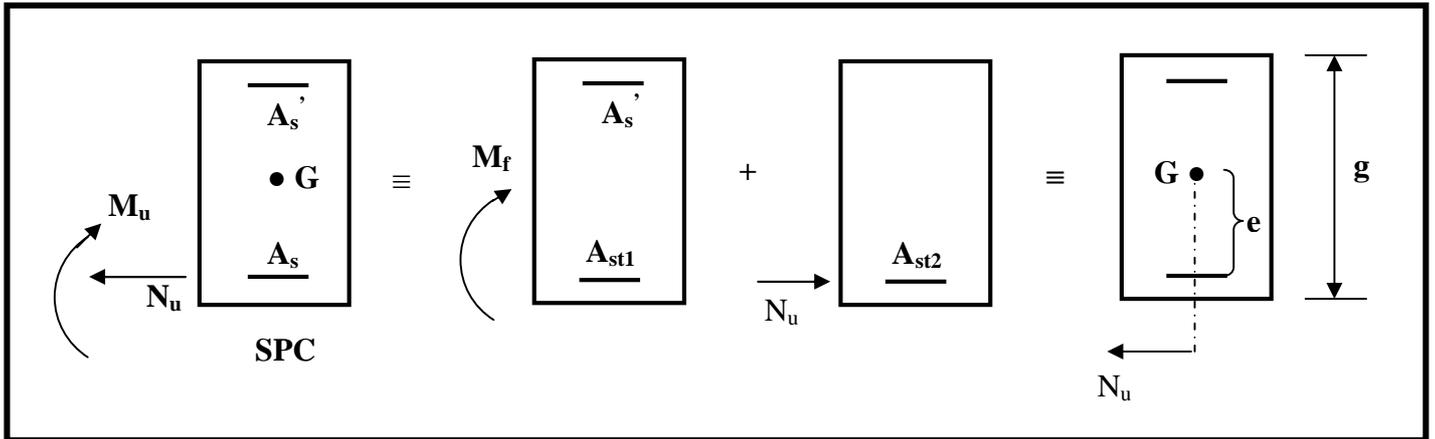
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + \left[N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$ pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1,15$; $\theta = 0,85$ pour fissuration accidentelle.

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

❖ Si: $\mu_f < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}, \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$; si l'effort est négatif.

❖ Si: $\mu_f > \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA)

On calcule :

$$M_f = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

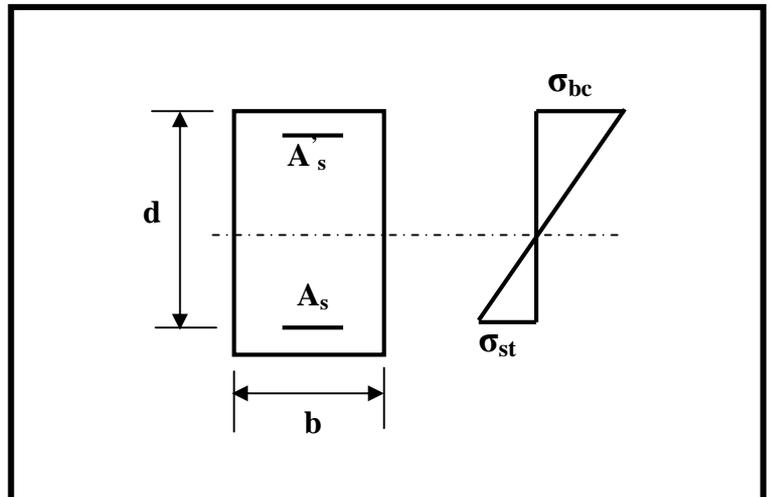
$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

La section réelle d'armature est :

$$A'_s = \Delta A_{sc}$$

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$



❖ Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$\text{et } [(d - c') \times N_u] - M_f \geq [0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}] \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c-à-d :

$$[(d - c') \times N] - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow \begin{cases} A_s > 0 \\ \text{et } A'_s > 0 \end{cases}$$

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - (b \times h \times f_{bu})}{\sigma_s} - A'_s$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d :

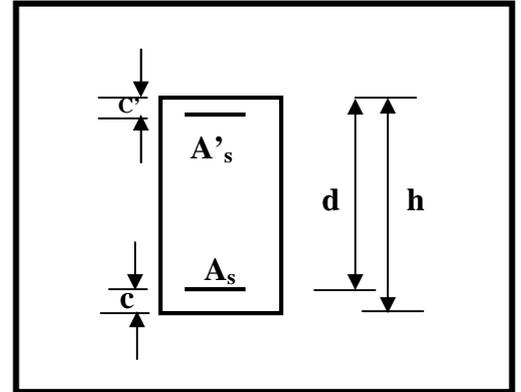
$$[0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}] \times b \times h^2 < N_u \times (d - c') < (0,5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - (100 \Psi \times b \times h \times f_{bu})}{100 \sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$



b. Calcul des Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Art 7.4.2.2/RPA99 ver 2003

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5** et à **3,75** dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est donné par le (**Art 7.4.2.2/RPA99 ver 2003**) comme suit:

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Dans la zone nodale :

$t \leq \min (10 \varnothing_1; 15\text{cm})$ en zone I et II

$t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III

❖ Dans la zone courante :

$t \leq 15 \varnothing_1$ en zone I et II

$t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \varnothing \right)$ en zone III

\varnothing_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suite:

Si : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} = 0,3 \%$

Si : $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} = 0,8 \%$

Si : $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow 0,3 < \frac{A_t}{t \times b_1} < 0,8 \%$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{I_f}{a} \text{ ou } \frac{I_f}{b} \right)$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

I_f : La longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ min.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

❖ Calcul des armatures dans le sens longitudinal :

Section	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	OBS	A_{st} [cm ²]	A_{sc} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]	Choix des barres
40×40	$N_{max} = 395,48$	$M_{cor} = 3,6$	SEC	5,99	5,38	12,8	15,14	6HA16+2HA14
	$N_{min} = -1779,13$	$M_{cor} = -0,016$	SEC	0	0			
	$N_{cor} = -616,12$	$M = 38,11$	SEC	0	0			
35×35	$N_{max} = 236,48$	$M_{cor} = 3,21$	SEC	3,72	3,08	9,8	11,5	6HA14+2HA12
	$N_{min} = -1140,23$	$M_{cor} = -0,055$	SEC	0	0			
	$N_{cor} = -114,4$	$M = 32,44$	SEC	1,36	0			

Tableau VI.1 : Calcul des armatures dans le sens longitudinal.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Calcul des armatures dans le sens transversal :

Section	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	OBS	A _{st} [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Choix des barres
40×40	N _{max} = 395,48	M _{cor} = 0,617	SEC	5,74	5,63	12,8	15,14	6HA16+2HA14
	N _{min} = -1779,13	M _{cor} = 0,092	SEC	0	0			
	N _{cor} = -273,97	M = 61,24	SEC	1,2	0			
35×35	N _{max} = 236,48	M _{cor} = 2,75	SEC	3,67	3,13	9,8	11,5	6HA14+2HA12
	N _{min} = -1140,23	M _{cor} = -0,168	SEC	0	0			
	N _{cor} = -39,44	M = 58,88	SEC	5,11	0			

Tableau VI.2 : Calcul des armatures dans le sens transversal.

VI.1.3. Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa } \text{ Art.4.5.2/ BAEL99}$$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n \bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6n A_u \frac{d-l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n \bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n A_u \frac{(d-l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta > 0 \Rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b y_2^3}{3} + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

❖ Vérification des contraintes dans le sens longitudinal :

Section	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	OBS	σ_{asup} [MPa]	σ_{ainf} [MPa]	σ_s [MPa]	OBS
40×40	-1285,04	-0,011	15,14	7,089	7,087	15	vérifiée	25,4	13,9	348	vérifiée
	-37,93	8,45		0,406	0,824	15	vérifiée	106	105	348	vérifiée
	-446,47	27,423		0,467	4,458	15	vérifiée	70,4	40,9	348	vérifiée
35×35	-824,03	-0,039	11,5	5,953	5,945	15	vérifiée	23,4	2,15	348	vérifiée
	-15,49	0,649		0,040	0,183	15	vérifiée	95,3	84,7	348	vérifiée
	-83,39	23,407		1,979	3,183	15	vérifiée	58	-19,2	348	vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

❖ Vérification des contraintes dans le sens transversal :

Section	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	OBS	σ_{asup} [MPa]	σ_{ainf} [MPa]	σ_s [MPa]	OBS
40×40	-1285,04	-0,066	15,14	7,093	7,083	15	vérifiée	64,1	19,5	348	vérifiée
	-37,93	-16,516		1,411	0,992	15	vérifiée	39	15,3	348	vérifiée
	-199,27	44,101		2,110	4,308	15	vérifiée	1,25	63,1	348	vérifiée
35×35	-824,03	-0,122	11,5	5,962	5,935	15	vérifiée	21,7	7,19	348	vérifiée
	-15,49	5,453		0,489	0,713	15	vérifiée	90,2	89,9	348	vérifiée
	-28,71	42,678		4,498	4,912	15	vérifiée	58,9	-35,6	348	vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.

VI.1.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e}$$

Art 7.4.2.2/ RPA 99 ver 2003

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

b_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2,5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_1 \geq 5. \\ \rho_1 = 3,75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{a \times b^3}{12}}{a \times b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0,7 l_0$$

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$l_0 = 315 \text{ cm}$$

- Poteau (40×40) cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 315 \Rightarrow \lambda = 19,10$
- Poteau (35×35) cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 315 \Rightarrow \lambda = 21,82$

On remarque que : $\lambda > 5 \Rightarrow \rho_1 = 2,5$

❖ Espacement des armatures transversales :

Selon l'Art 7.4.2.2/RPA 99 ver 2003 la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Poteaux (40×40) :**

✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min} ; 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \varnothing.$$

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

\varnothing_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{25 \times 15 \times 38,93 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \Rightarrow A_t = 0,912 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T8 = 2,00 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux (35×35) :**

✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min} ; 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \varnothing.$$

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

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

D'où : $A_t = \frac{25 \times 15 \times 42,62 \times 10^3}{35 \times 400 \times 10^2} \Rightarrow A_t = 0,898 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4T8 = 2,00 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales : Art 7.4.2.2/RPA99 ver 2003**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \geq 3 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

• **En zone nodale :**

✓ Poteaux de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: $\lambda = 19,10 > 5 \Rightarrow A_t = 0,3\% \times S_t \times b$
 $\Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$.

✓ Poteaux de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: $\lambda = 21,82 > 5 \Rightarrow A_t = 0,3\% \times S_t \times b$
 $\Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$.

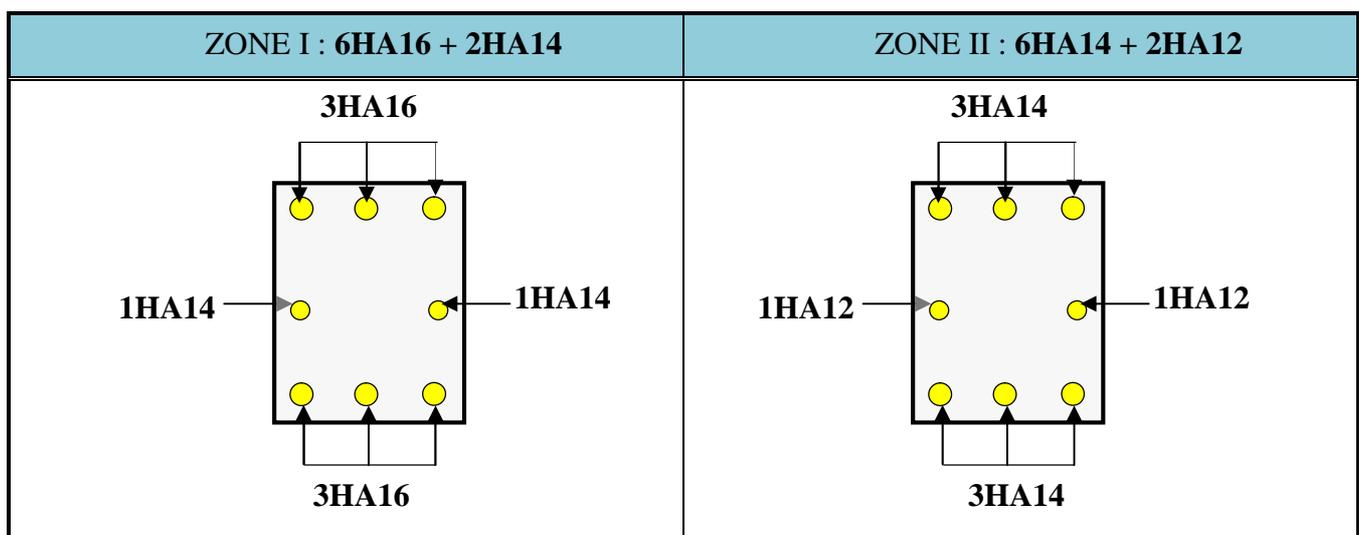
• **En zone courante :**

✓ Poteaux de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: $\lambda = 19,10 > 5 \Rightarrow A_t = 0,3\% \times S_t \times b$
 $\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,80 \text{ cm}^2$.

✓ Poteaux de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: $\lambda = 21,82 > 5 \Rightarrow A_t = 0,3\% \times S_t \times b$
 $\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2$.

VI.1.6. Ferrailage des poteaux :

Les sections d'armatures adoptées pour les poteaux dans les deux sens sont :



VI.2. Ferrailage des poutres :

❖ Armatures longitudinales :

D'après l'**Art7.5.2/RPA 99**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ **4%** en zone courante
 - ✓ **6%** en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø**.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{14,2 \text{ MPa}} \text{ et } \gamma_b = \mathbf{1,5}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas de figure on procède comme suit :

Calcul de M_ℓ : $M_\ell = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec :

M_u : Moment sollicitant.

M_ℓ : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

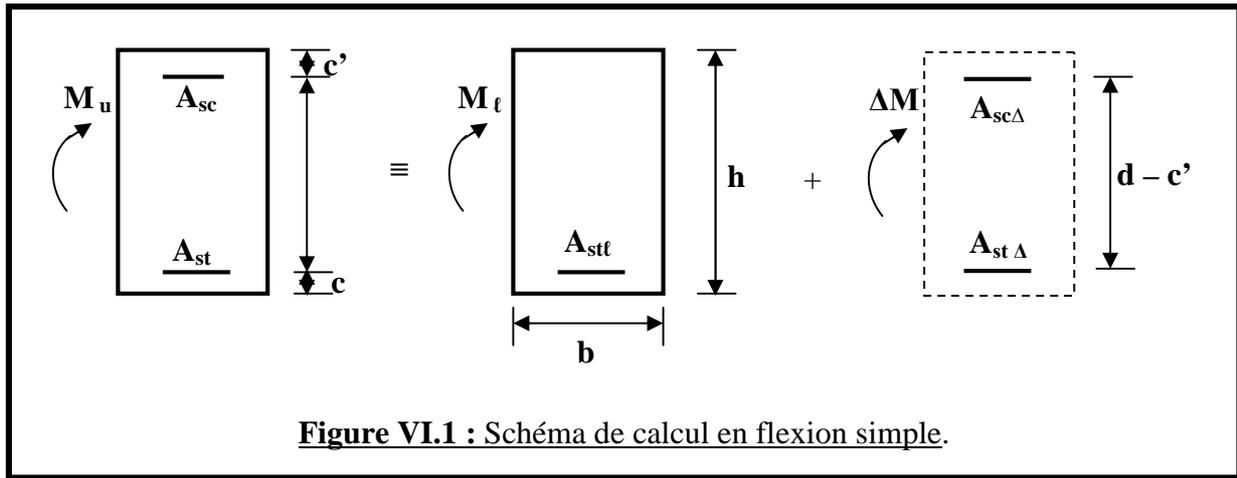


Figure VI.1 : Schéma de calcul en flexion simple.

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_c [MPa]	σ_{st} [MPa]
Situation durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

V.2.3. Armatures longitudinales :

a. Poutres principales (25×40) :

❖ **En travée :**

Niveau	M [KN.m]	μ	OBS	β	A_s [cm ²]	A_{adop}	Choix des barres
RDC ; Etage 1	70,4	0,124	SSA	0,934	5,95	6,16	3HA14+1HA14(chap)
Etage 2,3,4,5	71,51	0,126	SSA	0,932	6,06	6,16	3HA14+1HA14(chap)

Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres principales (25×40) en travée.

❖ **Aux appuis :**

Niveau	M [KN.m]	μ	OBS	β	A_s [cm ²]	A_{adop}	Choix des barres
RDC ; Etage 1	108,72	0,191	SSA	0,893	9,74	10,65	3HA16+3HA14(chap)
Etage 2,3,4,5	123,5	0,217	SSA	0,876	11,36	12,06	3HA16+3HA16(chap)

Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres principales (25×40) aux appuis.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

b. Poutres secondaires (25×35) :

❖ En travée :

Niveau	M [KN.m]	μ	OBS	β	A_s [cm ²]	A_{adop}	Choix des barres
RDC ;Etage 1	18,5	0,042	SSA	0,979	1,71	3,39	3HA12
Etage 2,3,4,5	25,48	0,058	SSA	0,970	2,38	3,39	3HA12

Tableau VI.7 : Ferrailage des poutres secondaires (25×35) en travée.

❖ Aux appuis :

Niveau	M [KN.m]	μ	OBS	β	A_s [cm ²]	A_{adop}	Choix des barres
RDC ;Etage 1	22,83	0,052	SSA	0,973	2,12	3,39	3HA12
Etage 2,3,4,5	33,54	0,077	SSA	0,960	3,17	3,39	3HA12

Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres secondaires (25×35) aux appuis.

➤ Les recommandations du RPA99 ver 2003 :

a. Armatures longitudinales : Art 7.5.2.1/RPA99 ver 2003

Les armatures longitudinales doivent être des aciers hautes adhérence.

❖ Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{min} = 0,5 \% (b \times h)$ en toute section.

- Poutres principales (25×40) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (25×35) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage total maximum :

$A_{max} = 4 \% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{max} = 6 \% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

- Poutres principales (25×40) :

$A_{max} = 0,04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{max} = 0,06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

- Poutres secondaires : (25×35)

$A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

b. Armatures transversales : Art 7.5.2.2/RPA99 ver 2003

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

L'espaceur maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing ; 30 \right)$ En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

Avec :

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Poutres principales (25×40):

$$S_t \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$
 En zone nodale.

$$S_t \leq \left(\frac{40}{2} \right) = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$
 En dehors de la zone nodale.

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 \Rightarrow A_t = \mathbf{0,75 \text{ cm}^2}$$

$A_t = 0,75 \text{ cm}^2$; soit 1 cadre de Ø8+1 étrier de Ø8 En zone nodale.

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_t = \mathbf{1,5 \text{ cm}^2}$$

$A_t = 1,5 \text{ cm}^2$; soit 1 cadre de Ø8+1 étrier de Ø8 En dehors de la zone nodale.

- Poutres secondaires (25×35):

$$S_t \leq \min (10,75 ; 14,4 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$
 En zone nodale.

$$S_t \leq \left(\frac{35}{2} \right) = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$
 En dehors de la zone nodale.

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 \Rightarrow A_t = \mathbf{0,75 \text{ cm}^2}$$
 En zone nodale.

$A_t = 0,75 \text{ cm}^2$; soit 1 cadre de Ø8+1 étrier de Ø8 En zone nodale.

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_t = \mathbf{1,125 \text{ cm}^2}$$

$A_t = 1,125 \text{ cm}^2$; soit 1 cadre de Ø8+1 étrier de Ø8 En dehors de la zone nodale.

VI.2.3. Vérifications à L'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité : Art4.2.1/BAEL99

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

- Poutres principales (25×40) cm²:

$$b = 25 \text{ cm} , h = 40 \text{ cm} , d = 37,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 1,13 \text{ cm}^2 < 6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (25×35) cm²:

$$b = 25 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 32,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = \mathbf{0,98 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Justification de l'effort tranchant : Art A.5.1/BAEL99

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement

Égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Poutres principales (25×40) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{145,21 \times 10^3}{250 \times 375} \Rightarrow \tau_u = 1,55 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires (25×35)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{28,4 \times 10^3}{250 \times 325} \Rightarrow \tau_u = 0,35 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales (25×40) : $\tau_u = 1,55 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
- Poutres secondaires (25×35) : $\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

c. Influence de l'effort tranchant aux appuis : Art A.5.1.321/BAEL99

❖ Sur les aciers :

Aux appuis : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \times (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$$

- Poutres principales (25×40) : $145,21 - \frac{123,503}{0,9 \times 0,375} = -220,72 < 0 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
- Poutres secondaires (25×35) : $28,4 - \frac{33,535}{0,9 \times 0,325} = -86,25 < 0 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ Sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Art A.5.1.32/ BAEL99}$$

- Poutres principales (25×40):

$$T_u = 145,21 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,375 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (25×35) :

$$T_u = 28,4 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,325 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 487,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : Art. A.6.1.2.1/ BAEL 99

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} , \text{ avec } \Psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} ; \text{ avec } \sum u_i : \text{ Somme des périmètres utile des armatures.}$$

- Poutres principales (25×40) :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,6 \Rightarrow \sum u_i = 23,236 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{145,21 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 232,36} \Rightarrow \tau_{se} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,85 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (25×35) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{28,4 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 113,04} \Rightarrow \tau_{se} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,86 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \overline{\tau_{se}} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les T₁₂ : l_s = 42,32 cm
- Pour les T₁₄ : l_s = 49,38 cm
- Pour les T₁₆ : l_s = 56,44 cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l_s , pour les aciers HA.

- Pour les Ø12 : l_a = 16,93 cm
- Pour les Ø14 : l_a = 19,75 cm
- Pour les Ø16 : l_a = 22,58 cm

❖ Délimitation de la zone nodale : Art 7.4.2.1/RPA99 ver 2003

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

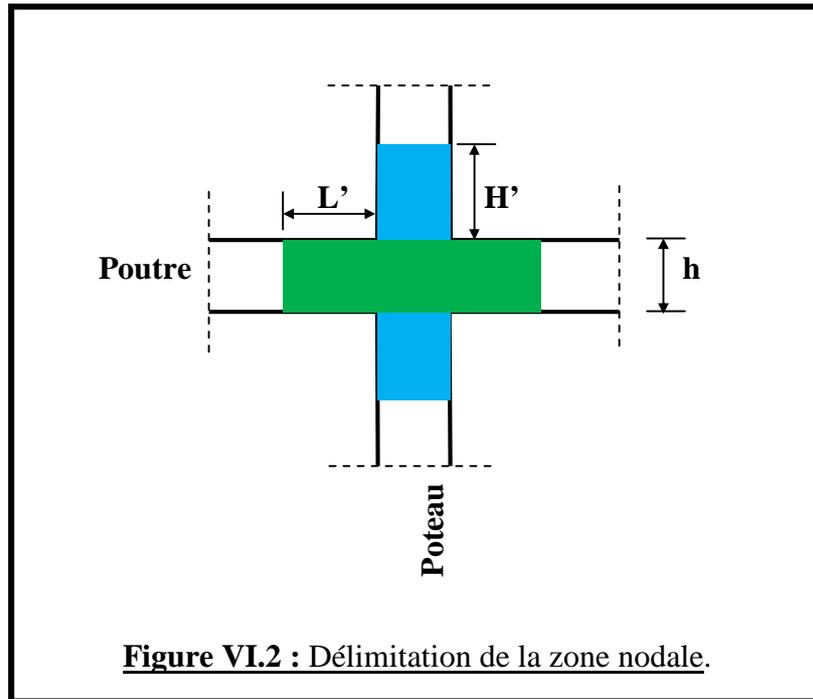
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H' = max {45,83 ; 40 ; 40 ; 60cm} = 60 cm

L' = 2 × 40 = 80 cm (poutres principales)

L' = 2 × 35 = 70 cm (poutres secondaires)

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.



VI.2.3. Vérification à l'ELS :

a. État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, ne nécessite pas de vérification .

b. État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 (1 - \alpha_1)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	M_s [KN.m]	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{adm} [MPa]	OBS
RDC, Etage 1	50,689	6,16	0,657	0,88	26,67	249,355	11	15	vérifiée
	78,303	10,65	1,136	0,854	19,25	229,583	11,93	15	vérifiée
Etage 2,3,4,5	3,51	6,16	0,657	0,88	26,67	17,2668	0,65	15	vérifiée
	104,6	12,06	1,286	0,847	17,47	273,067	13,63	15	vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification du ferrailage des poutres Principales (25×40) à l'ELS.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	M _s [KN.m]	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{adm} [MPa]	OBS
RDC, Etage 1	8,491	3,39	0,417	0,891	30,87	86,49	2,80	15	vérifiée
	15,905	3,39	0,417	0,891	30,87	162,02	5,25	15	vérifiée
Etage 2,3,4,5	10,63	3,39	0,417	0,891	30,87	108,28	3,508	15	vérifiée
	24,289	3,39	0,417	0,891	30,87	247,43	8,015	15	vérifiée

Tableau VI.10 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires (25×35) à l'ELS.

c. État limite de déformation :

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

❖ Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **Art.6.5.2/BAEL99**

- Sens des Poutres principales (25×40) :

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{510}{1000} \Rightarrow \bar{f} = \mathbf{0,51 \text{ cm} = 5,1 \text{ mm}}$$

- Sens des Poutres secondaires (25×35) :

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{475}{1000} \Rightarrow \bar{f} = \mathbf{0,475 \text{ cm} = 4,75 \text{ mm}}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} \Rightarrow \mathbf{E_v = 10818,86 \text{ MPa}}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive de la section pour des charges de longues durées : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + (\lambda \times \mu)}$$

I₀ : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (**n = 15**) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (Pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\lambda = \frac{0,05 f_{t28}}{5 \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	M_s [KN.m]	L [cm]	E_v [MPa]	h [cm]	A [cm ²]	ρ	λ	σ_s [MPa]	β_1	μ	I_0 [cm ⁴]	I_f [cm ⁴]	\bar{f} mm]	f_{adm} mm]	OBS
RDC, Etage 1	50,689	510	10818,86	40	6,16	0,0066	1,278	249,355	0,837	0,575	163270,9	10348 5	4,69	5,1	vérifiée
Etage 2,3,4,5	3,51	510	10818,86	40	6,16	0,0066	1,278	17,267	0,673	0,439	163270,9	40933 7	3,23	5,1	vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification de la flèche dans les poutres Principales (25×40).

Niveau	M_s [KN.m]	L [cm]	E_v [MPa]	h [cm]	A [cm ²]	ρ	λ	σ_s [MPa]	β_1	μ	I_0 [cm ⁴]	I_f [cm ⁴]	\bar{f}	f_{adm}	OBS
RDC, Etage 1	8,491	475	10818,86	35	3,39	0,0042	2,013	86,491	0,980	0,037	101539,6	12071 5	3,73	4,75	vérifiée
Etage 2,3,4,5	10,63	475	10818,86	35	3,39	0,0042	2,013	108,285	0,967	0,059	101539,6	99758, 2	4,58	4,75	vérifiée

Tableau VI.12: Vérification de la flèche dans les poutres secondaires (25×35).

VI.2.4. Dispositions des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I \Rightarrow RDC, étage 1

Zone II \Rightarrow Étages 2, 3, 4,5

❖ **Ferrailage des trumeaux :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : Section du béton

I : Moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier **résultat d'étude aux chargements**.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right\}$$

Art 7.7.4/RPA99 modifié 2003

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$L_t = L - L_c$$

L_t : Longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : e (épaisseur du voile).

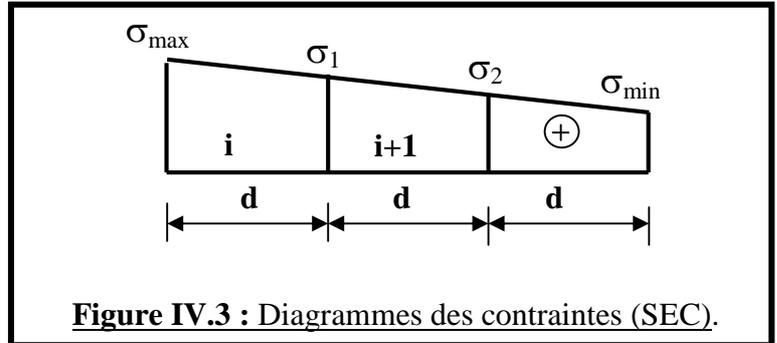


Figure IV.3 : Diagrammes des contraintes (SEC).

❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

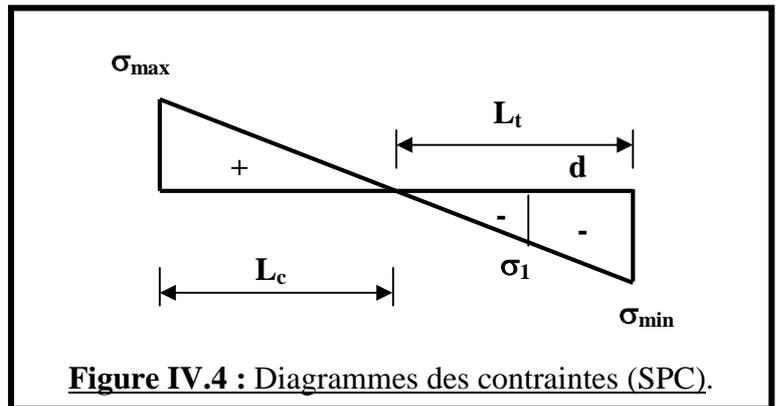


Figure IV.4 : Diagrammes des contraintes (SPC).

❖ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

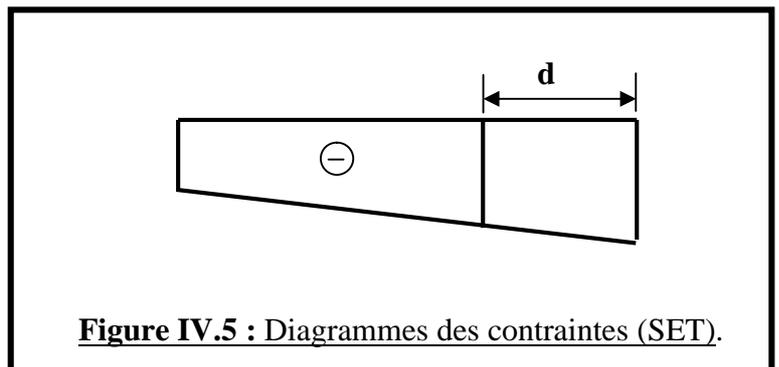


Figure IV.5 : Diagrammes des contraintes (SET).

VI.3.3. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 0,2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} \Rightarrow \sigma_{s2} = 400 \text{ MPa}$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

$$\sigma_{s1} : \text{Contrainte de l'acier à } 0,2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} \Rightarrow \sigma_{s1} = 400 \text{ MPa}$$

❖ Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 0,1 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow \sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

b. Armatures minimales :

❖ Compression simple : Art 8.1.2/BAEL 99

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

Avec :

B : Section du béton comprimée.

❖ Traction simple : Art 8.1.2/BAEL 99

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

B : Section du béton tendue.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Exigences du RPA : Art 7.7.3.3/RPA

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **0,15 %**
- En zones courantes **0,10 %**

c. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 Ø**

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA99 modifié 2003 : $A_H \geq 0,15\% \times B$

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.

d. 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

Art 7.7.4.3/RPA99 ver 2003

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

e. Armatures de coutures : (RPA 99 ver 2003/Art 7.7.4.3)

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 :

$$A_{vj} \geq \frac{1,1 T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

g. Espacement :

D'après l'**Art 7.7.4.3/RPA99 ver 2003** ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min \{ 1,5 \times e ; 30\text{cm} \}$$

Avec :

e = Epaisseur du voile.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **0,10** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être supérieur ou égale à **15 cm**.

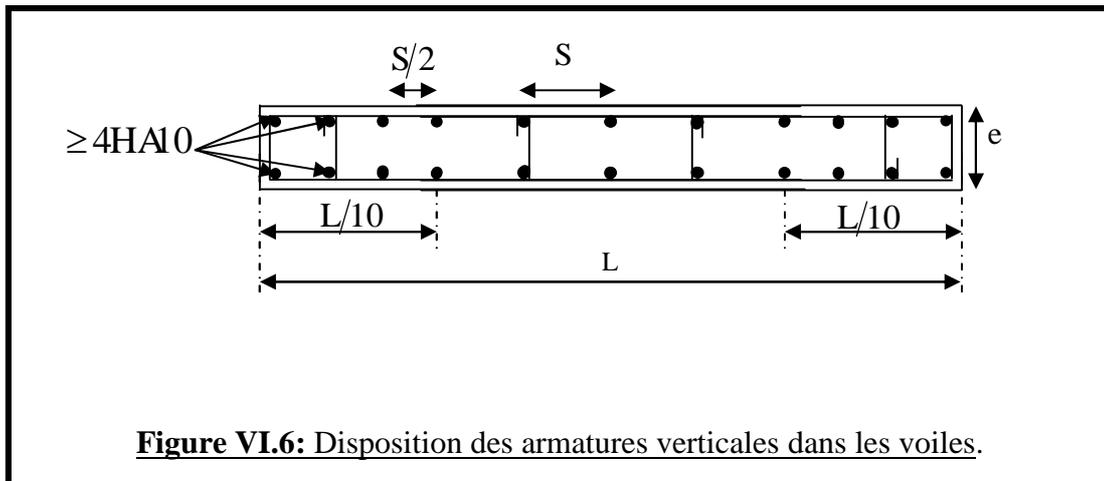
h. Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3/RPA99 ver 2003

Elles doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i. Diamètre minimal : Art 7.7.4.1/RPA99 ver 2003

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0,10** de l'épaisseur du voile.



VI.3.4. Vérification à L'ELS :

Pour cette étape, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\tau_u = \min \{0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\}$; Pour la fissuration peu préjudiciable.

b. Exemple de calcul :

b.1. Armatures verticales :

Soit à calculer le ferrailage du voile $L = 4,8 \text{ m}$ de la zone I :

$L = 4,8 \text{ m}$

$e = 0,15 \text{ m}$

$\sigma_{\max} = 3921,33 \text{ KN/m}^2 = 3,921 \text{ MPa}$

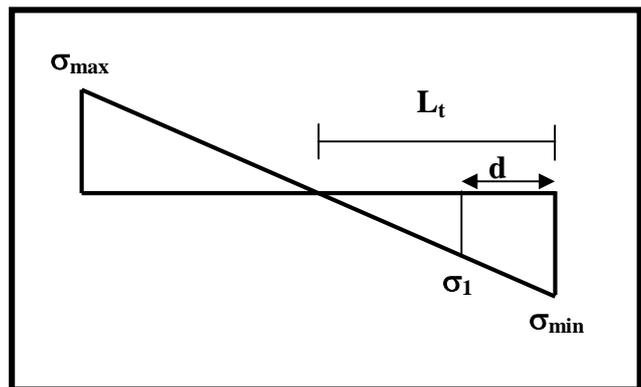
$\sigma_{\min} = - 6546,72 \text{ KN/m}^2 = - 6,546 \text{ MPa}$

⇒ La section est partiellement comprimée :

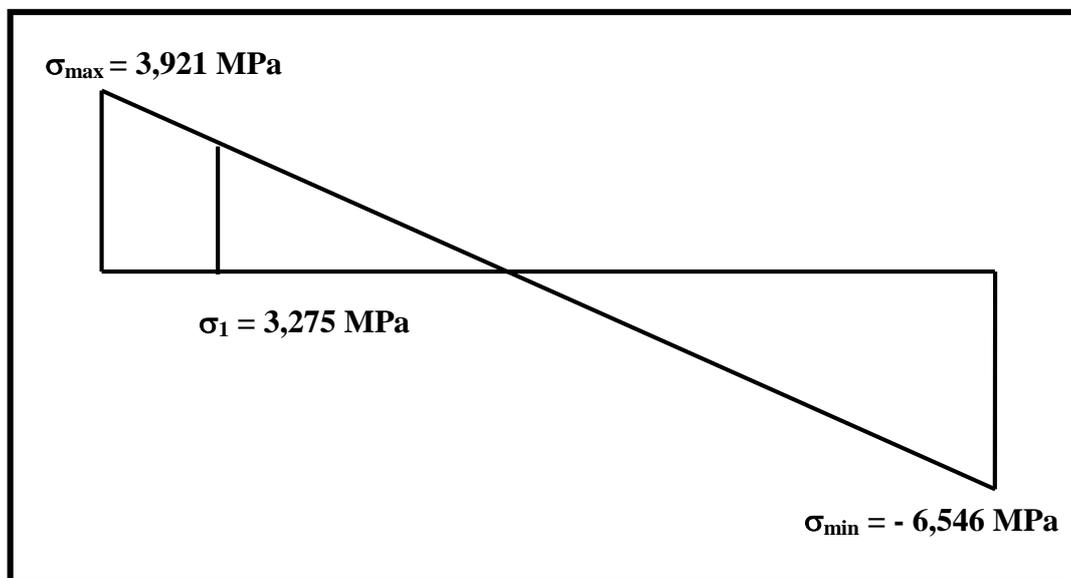
$$L_c = \frac{3921,33}{3921,33 + 6546,72} \times 4,8 = 1,8 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4,8 - 1,8 \Rightarrow L_t = 3 \text{ m}$$

$$d \leq \min \{1,5 ; 2,04\} \Rightarrow d = 1,5 \text{ m}$$



Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur de ($d = 1,5\text{m}$)



$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(3 - 1,5) \times 6546,72}{3} \Rightarrow \sigma_1 = 3275,454 \text{ KN/m}^2 = 3,275 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6546,72 + 3275,545}{2} \times 1,5 \times 0,15 \Rightarrow N_1 = 1105 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{3275,545}{2} \times (3 - 1,5) \times 0,15 \Rightarrow N_1 = 368,96 \text{ KN}$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{34,8} = \frac{1105}{34,8} \Rightarrow A_{v1} = 31,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{34,8} = \frac{368,96}{34,8} \Rightarrow A_{v2} = 10,60 \text{ cm}^2$$

b.2. Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left\{ 0,15\% B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{ 10,8 ; 23,64 \} \Rightarrow A_{\min} = 23,64 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est :

Soit : **20HA16** ; $A_v = 40,2 \text{ cm}^2 / \text{bande}$

Donc pour le voile **W1** de longueur 4,80 m on adopte : **10HA16 = 20,10 cm²/ nappe** ; avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

b.3. Armatures horizontales :

D'après le BAEL 99 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{40,2}{4} \Rightarrow A_H = 10,05 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_H \geq 0,15\% B = 10,05 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 6.28 cm²/ nappe, avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

b.4. Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

b.5. Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 520,6 \times 10}{400} \Rightarrow A_{vj} = 20,04 \text{ cm}^2$$

Soit : 11HA12 = 12,43 cm²

b.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{BAEL 91} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{520,6 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 4800} \Rightarrow \tau_u = 0,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA 2003} \Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 520,6 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 4800} \Rightarrow \tau_b = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

b.7. Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 A} = \frac{2360,54 \times 10^3}{150 \times 4800 + (15 \times 40,2 \times 10^2)} \Rightarrow \sigma_b = 3,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Ferraillages des voiles de la zone I :

Voiles		W1,W2,W7,W8	W3,W4,W5,W6	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,8	3,8	
	e (m)	0,15	0,15	
	B (m)	0,72	0,57	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	3921,33	3689,54	
	σ_{min} [KN/m²]	-6546,72	-6327,39	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V_u (kN)	520,6	424,29	
	L_t(m)	3,00	2,40	
	L_c(m)	1,80	1,40	
	d (m)	1,500	1,200	
	σ_1 [KN/m²]	3275,454	3164,149	
	N (kN)	N₁	1104,99	854,24
		N₂	368,960	284,855
	A_v (cm²)	A_{v1}	31,75	24,55
		A_{v2}	10,60	8,19
	A_{vj} (cm²)		20,04	16,34
	A (cm²)	A1=[A_{v1/2}]+(A_{vj}/8)]	18,38	14,32
		A2=[A_{v1/2}]+(A_{vj}/8)]	7,81	4,29
	A_{min} (cm²)		23,64	18,90
	A_v adopté/nappe (cm²)	Bande1	20,1	15,4
Bande 2		12,06	9,24	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2×10HA16	2×10HA14
		Bande 2	2×6HA16	2×6HA14
	S_t (cm)	Bande1	15cm	12cm
		Bande 2	25cm	20cm
	A_{Hmin}=0,0015*B (cm²) (Lt)		10,05	5,40
	A_H /nappe (cm²) (BAEL)		5,32	3,85
	Choix des barres/nappe (cm²)		11HA12/nappe	11HA12/nappe
esp =25cm		(A=12,43cm ²)	(A=12,43cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u(MPa)	0,8	1,091
		τ_b(MPa)	1,12	1,528
	ELS	N_s (kN)	2360,54	2132,52
σ_b(MPa)		3,07	3,51	

Tableau VI.13 : Ferrailage des voiles zone I.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Ferrailages des voiles de la zone II :

Voiles		W1,W2,W7,W8	W3,W4,W5,W6	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,8	3,8	
	e (m)	0,15	0,15	
	B (m)	0,72	0,57	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4515,94	1749,51	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5269,24	-3586,56	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V_u (kN)	448,88	367	
	L_t (m)	2,59	2,21	
	L_c (m)	2,21	1,59	
	d (m)	1,30	1,10	
	σ_1 [KN/m ²]	2619,087	1761,062	
	N (kN)	N ₁	769,11	521,39
		N ₂	252,368	165,643
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,10	14,98
		A _{v2}	7,25	4,76
	A _{vj} (cm ²)		17,28	14,13
	A (cm ²)	A1=[A _{v1/2})+(A _{vj} /8]	13,21	9,26
		A2=[A _{v1/2})+(A _{vj} /8]	5,79	2,55
	A _{min} (cm ²)		20,35	20,11
	A _v adopté/nappe (cm ²)	Bande1	15,4	15,4
Bande 2		12,32	12,32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2×10HA14	2×10HA14
		Bande 2	2×8HA14	2×8HA14
	S _t (cm)	Bande1	13cm	11cm
		Bande 2	16cm	14cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2) (Lt)		10,80	5,75
	A _H /nappe (cm ²) (BAEL)		5,32	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		11HA12/nappe	11HA12/nappe
	esp =25cm		(A=12,43cm ²)	(A=12,43cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1,155	0,944
		τ_b (MPa)	1,616	1,322
	ELS	N _s (kN)	1234,89	1423,68
		σ_b (MPa)	1,62	2,33

Tableau VI.14 : Ferrailage des voiles zone II.

Introduction :

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol. Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent des efforts apportés par la superstructure :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents .

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures comme suite :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.1. Reconnaissance :

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera la fondation et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol.

❖ Présentation du site :

- Le terrain qui fait l'objet de cette étude est situé a : **Tizi ouzou**
- Le terrain est réservé à la : **construction**

VII.2. Etude geotechnique 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 $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ a une profondeur de **1,5 m**.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain .

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- La facilité d'exécution (coffrage) ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- L'economie .

VII.4. Dimensionnement :

VII.4.1. Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente a la base du voile considéré.

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$N_s = G + Q$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal :**

Voiles	Ns [KN]	L [m]	σ_{sol} [KN/m ²]	B [m]	S = B × L [m ²]
VL1,VL4,	2090,75	4,8	200	2,22	2 (11,66)
VL2,VL3	2132,52	4,8	200	2,40	2 (11,52)
Somme					46,36

Tableau VII.1 : Surface des semelles sous voiles (sens longitudinal).

❖ **Sens transversal :**

Voiles	Ns [KN]	L [m]	σ_{sol} [KN/m ²]	B [m]	S = B × L [m ²]
VT1,VT2,	1833,66	3,8	200	2,41	2 (9,16)
VT3,VT4	1461,77	3,8	200	1,92	2 (7,30)
Somme					32,92

Tableau VII.2 : Surface des semelles sous voiles (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est la suivante :

$$S_v = \sum S_i = S_L + S_T = 46,36 + 32,92 \Rightarrow S_v = 79,28 \text{ m}^2$$

VII.4.2. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

❖ **Exemple :**

$$N_{ser} = 1285,04 \text{ KN} , \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$A = B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1285,04}{200}} \Rightarrow A = B = 2,53 \text{ m}$$

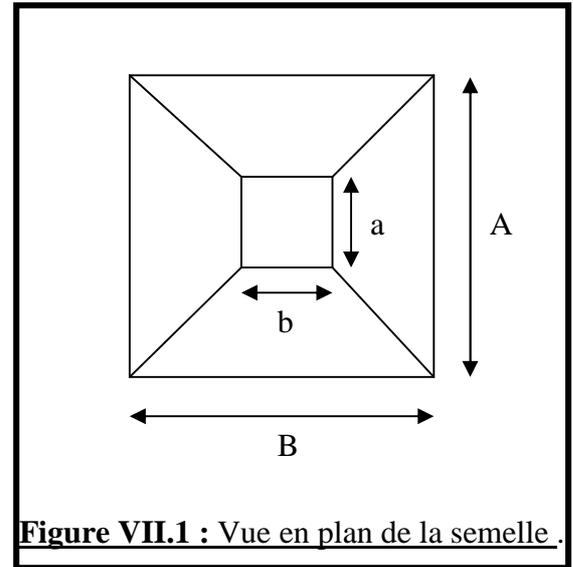


Figure VII.1 : Vue en plan de la semelle.

➤ **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc il y'aura risque de chevauchement, alors nous optons dans ce cas de figure pour des semelles filantes.

VII.4.3. Semelles filantes sous poteaux :

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution des sollicitations de la semelle (par mètre linéaire) :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{L/4} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s = G + Q$ [KN]	M [KN.m]	e_i [m]	$N_s \times e_i$ [KN.m]
1 (C19)	950,60	- 3,68	12,6	9457,56
2 (C20)	1285,04	- 0,47	7,2	9252,29
3 (C21)	1011,23	2,79	1,8	1820,21
4 (C22)	1011,23	- 2,79	- 1,4	- 1415,72
5 (C23)	1285,04	0,47	- 6,8	- 8738,27
6 (C24)	950,60	3,68	-12,6	- 9457,56
Somme	6493,74	0		917,51

Tableau VII.3 : Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle.

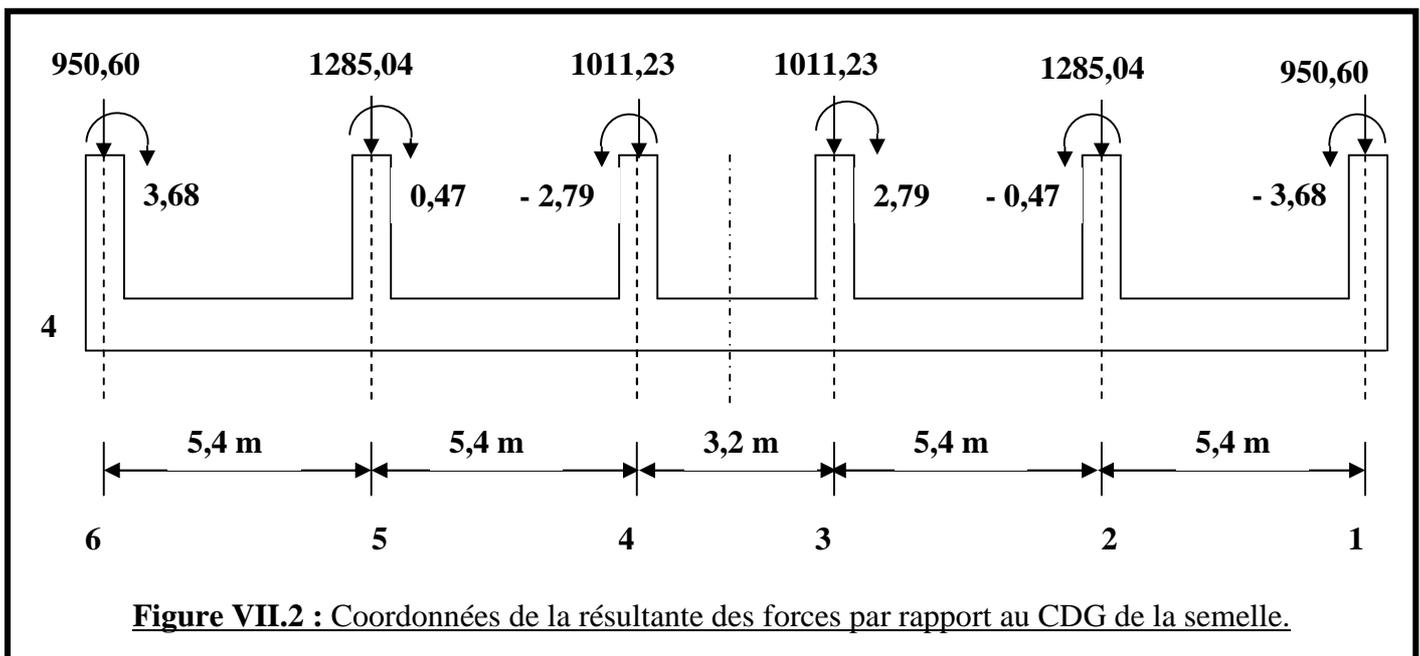


Figure VII.2 : Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle.

❖ **Détermination de la résultante des charges R:**

$$e = \frac{(\sum N_i \times e_i) + \sum M_i}{R} = \frac{917,51 + 0}{6493,74} \Rightarrow e = 0,141 \text{ m}$$

❖ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0,151 \text{ m} \leq \left(\frac{L}{6} = \frac{25,20}{6} = 4,2 \text{ m} \right) \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

❖ **Détermination de la largeur de la semelle B :**

$$q_{L/4} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{6493,74}{25,20} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,141}{25,20} \right) \Rightarrow q_{L/4} = 282,16 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}} = \frac{282,16}{200} \Rightarrow B = 1,41 \text{ m}$$

$$S_p = B \times L = 1,41 \times 25,20 \Rightarrow S_p = 38,53 \text{ m}^2 \text{ (surface d'une seule file porteuse)}$$

On obtient la surface totale de la semelle filante sous poteaux : $S_t = (S_p \times n) + S_v$

avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = (S_p \times n) + S_v = (5 \times 38,53) + 79,28 \Rightarrow S_t = 281,93 \text{ m}^2$$

➤ **Remarque :**

La surface des semelles filantes etant dans le sens transversal ; occupent plus de 50 % de l'assise en ajoutant dans l'autre sens ,la surface totale va dépasser les 50 % de la surface du bâtiment.

- la surface total du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 25,2 \times 18,7 = 471,24 \text{ m}^2$
- la surface des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 281,93 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{281,93}{471,24} = 60 \%$$

➤ **Conclusion :**

les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure a 50 % de la surface totale du bâtiment, à cela nous opterons pour un radier général.

VII.5. Etude du radier general :

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, il est soumis à la réaction du sol (sous pression du sol).

VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a. **Condition forfaitaire :**

a.1. **Sous voile :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

Avec : L_{max} : distance maximale entre deux nervures successives.

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} = \frac{475}{8} \leq h \leq \frac{475}{5} \Rightarrow 59,38 \text{ cm} \leq h \leq 95 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

a.2. **Sous poteaux :**

❖ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- La hauteur minimale est de 25 cm

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

L_{max} : distance maximale entre les axes de deux poteaux.

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{540}{20} \Rightarrow h_d = 27 \text{ cm}$$

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

❖ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 55 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} 0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n &\Rightarrow 0,4 \times 55 \leq b_n \leq 0,7 \times 55 \\ &\Rightarrow 22 \leq b_n \leq 38,5 \\ &\Rightarrow \mathbf{b_n = 30 \text{ cm}} \end{aligned}$$

La hauteur totale sous poteau est : $h_t = h_d + h_n = 30 + 55 \Rightarrow h_t = 85 \text{ cm}$

b. 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 la condition suivante:

$$L_{\max} \leq \frac{2}{\pi} L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1 m .

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen .

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferé $E = 10819 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,4}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} \Rightarrow \mathbf{h = 0,85 \text{ m}}$$

Donc on prend une hauteur : $\mathbf{h = 90 \text{ cm}}$

➤ Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

Hauteur de la nervure : $\mathbf{h_t = 90 \text{ cm}}$

Hauteur de la dalle du radier : $\mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$

Largeur de la nervure : $\mathbf{b_n = 55 \text{ cm}}$

VII.5.2. Détermination des efforts :

a. Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_{ul} = 1,35 G + 1,5 Q$

A l'ELS : $N_{sl} = G + Q$

❖ Poid de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masse des planchers.

Charge permanente : $G_{bat} = 50329,61$ (ETABS)

Charge d'exploitation : $Q_{bat} = 6136,95$ (ETABS)

A l'ELU : $N_{ul} = 1,35 (50329,61) + 1,5 (6136,95) = 77150,40$ KN

A l'ELS : $N_{sl} = 50329,61 + 6136,95 = 56466,56$ KN

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{radier}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{77150,40}{1,33 \times 200} \Rightarrow S_{radier}^{ELU} = 290,04 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{56466,56}{1,33 \times 200} \Rightarrow S_{radier}^{ELS} = 212,28 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{radier} = \max \{ S_{radier}^{ELU} ; S_{radier}^{ELS} \} = \max \{ 290,04 ; 212,28 \} \Rightarrow S_{radier} = 290,04 \text{ m}^2$$

➤ Remarque :

Etant donné que la surface totale du bâtiment est supérieure à celle du radier, dans ce cas on ajoute un débord minimal qui nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suite :

$$L_{déb} = \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$L_{déb} = \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow L_{déb} = 45 \text{ cm}$$

soit un débord : $L_{déb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{déb} = (L_{bat} + B_{bat}) \times 2 \times L_{déb}$$

Avec :

L_{bat} : Longueur du bâtiment.

B_{bat} : Largeur du bâtiment.

$L_{déb}$: Longueur du débord.

• Application numérique :

$$S_{déb} = (L_{bat} + B_{bat}) \times 2 \times L_{déb} = (25,2 + 18,7) \times 2 \times 0,50 \Rightarrow S_{déb} = 43,90 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 43,9 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 471,24 + 43,90 \Rightarrow S_{rad} = 515,14 \text{ m}^2$$

Ainsi on obtient la surface totale du radier : $S_{rad} = 515,14 \text{ m}^2$

❖ Le calcul du poids du radier :

$$P_{rad} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids du T.V.O} + \text{poids de la dalle flottante}$$

- poids de la dalle = $S_{rad} \times h_d \times \rho$ (poids de la dalle) = $515,14 \times 0,25 \times 30$

$$\Rightarrow \text{poids de la dalle} = 3863,55 \text{ KN}$$

- poids de la nervure = $b_n \times (h_n - h_d) \times \rho [(L_x \times n) + (L_y \times n)]$

$$= 0,3 \times (0,55 - 0,3) \times 25 [(25,20 \times 10) + (18,7 \times 5)]$$

$$\Rightarrow \text{poids de la nervure} = 479,51 \text{ KN}$$

n : nombre de files dans le sens considéré.

- poids du T.V.O = $(S_{rad} - S_{ner}) \times h_n \times \rho_{tvo} = (515,14 - 479,51) \times 0,55 \times 17$

$$\Rightarrow \text{poids du T.V.O} = 333,14 \text{ KN}$$

- poids de la dalle flottante = $S_{\text{rad}} \times h_{\text{df}} \times \rho = 515,14 \times 0,1 \times 25$
 \Rightarrow **poids de la dalle flottante = 1287,85 KN**

Donc : $P_{\text{rad}} = 3863,55 + 479,51 + 333,14 + 1287,85 \Rightarrow P_{\text{rad}} = 5964,05 \text{ KN}$

❖ **Charge permanente apportée sur le radier G_T :**

$$G_T = G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}}$$

$$G_{\text{superstructure}} = 50329,61 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructure}} = 5964,05 \text{ KN}$$

$$G_T = G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}} = 50329,61 + 5964,05 \Rightarrow G_T = 56293,66 \text{ KN}$$

❖ **Surcharge apportée sur le radier Q_T :**

$$Q_T = Q_{\text{superstructure}} + Q_{\text{radier}}$$

$$Q_{\text{superstructure}} = 6136,95 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = S_{\text{rad}} \times 1,5 = 515,14 \times 1,5 \Rightarrow Q_{\text{radier}} = 772,71 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{superstructure}} + Q_{\text{radier}} = 6136,95 + 772,71 \Rightarrow Q_T = 6909,66 \text{ KN}$$

❖ **Combinaisons d'action :**

$$L'ELU : N_u = 1,35 G_T + 1,5 Q_T = 1,35 (56293,66) + 1,5 (6909,66) \Rightarrow N_u = 86360,93 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 56293,66 + 6909,66 \Rightarrow N_s = 63203,32 \text{ KN}$$

VII.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{Y_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = Q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{86360,93 \times 1}{515,14} \times \frac{5,4}{2} \Rightarrow T_u^{\text{max}} = 452,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{452,64}{1 \times 0,27} \Rightarrow \tau_u = 1676,44 \text{ KN/m}^2 = 1,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.4. Vérification de la stabilité du radier :

❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} ; Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,60 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9,35 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] \Rightarrow I_{xx} = 13732,33 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] \Rightarrow I_{yy} = 24938,02 \text{ m}^4$$

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 de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_M = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{E L U} : \sigma_M = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{E L S} : \sigma_M = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} < \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

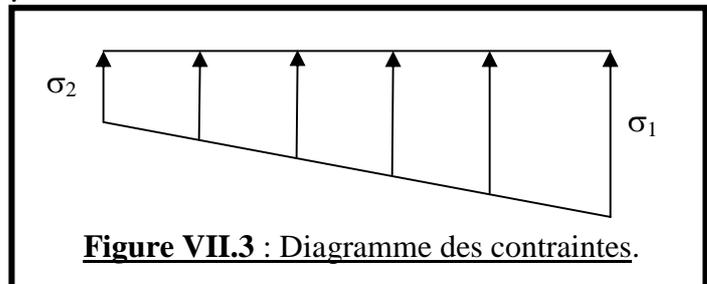


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

- **Sens longitudinal :**

- ✓ **A'ELU :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_M = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$M_{0y} = 21340,70 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 1666,87 \text{ KN}$$

$$N_u = 86360,93 \text{ KN}$$

$$N_s = 63203,32 \text{ KN}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

$$M_y = M_{0y} + (T_{0y} \times h) = 21340,70 + (1666,87 \times 1,5) \Rightarrow M_y = 23841,01 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_y \times Y_G}{I_{yy}} = \frac{86360,93}{515,14} \pm \frac{23841,01 \times 9,35}{24938,02}$$

$$\sigma_1 = 176,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 158,71 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 176,58) + 158,71}{4} \Rightarrow \sigma_M = 172,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 172,11 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **A'PELS :**

On doit vérifier que :

$\sigma_M < \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_y \times Y_G}{I_{yy}} = \frac{63203,32}{515,14} \pm \frac{23841,01 \times 9,35}{24938,02}$$

$$\sigma_1 = 131,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 113,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 131,63) + 113,75}{4} \Rightarrow \sigma_M = 127,16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 127,16 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$M_{0x} = 22331,37 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 1713,26 \text{ KN}$$

$$N_u = 86360,93 \text{ KN}$$

$$N_s = 63203,32 \text{ KN}$$

$$h = 1,5\text{m}$$

$$M_x = M_{0x} + (T_{0x} \times h) = 22331,37 + (1713,26 \times 1,5) \Rightarrow M_x = 24901,26 \text{ KN}$$

✓ **A'PELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M_x \times X_G}{I_{xx}} = \frac{86360,93}{515,14} \pm \frac{24901,23 \times 12,60}{13732,33}$$

$$\sigma_1 = 190,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 144,80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 190,49) + 144,80}{4} \Rightarrow \sigma_M = 179,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 179,07 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_x \times X_G}{I_{xx}} = \frac{63203,32}{515,14} \pm \frac{24901,23 \times 12,60}{13732,33}$$

$$\sigma_1 = 145,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 99,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 145,54) + 99,84}{4} \Rightarrow \sigma_M = 134,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 134,12 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.5. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w \times Z$$

Avec :

P : Poids total du bâtiment à la base du radier .

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$.

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) .

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,5 \text{ m}$) .

$$P = 56293,66 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 515,14 \times 10 \times 1,5 = 11590,65$$

$$P = 56293,66 \text{ KN} > \alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w \times Z = 11590,65 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.6. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, par ses aciers tendus qui se situent en partie supérieure de la dalle de ce dernier ; qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant ainsi des appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour calculer le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

La dalle du radier est étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme. Elle est encadrée sur quatre côtés. Deux cas se présentent à nous, selon le coefficient ρ :

1) $\rho \leq 0,4$: La dalle travaille dans un seul sens.

2) $0,4 \leq \rho \leq 1$: La dalle travaille dans les deux sens.

Les nervures sont calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Le panneau le plus sollicité a pour dimensions :

$$L_x = 4,75 \text{ m}$$

$$L_y = 5,40 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{5,40} \Rightarrow \rho = 0,88$$

$\rho = 0,88 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

VII.6.1. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_M^{\text{max}}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 179,07 - \frac{5964,05}{515,14} \Rightarrow q_u = 167,49 \text{ KN/m}^2$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0 \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} v = 0 \\ \rho = 0,88 \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0,0428 \\ u_y = 0,841 \end{cases}$$

$$\rho = 0,88 \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} v = 0 \\ \rho = 0,88 \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0,0428 \\ u_y = 0,841 \end{cases}$$

(TABLES DE PIGEAUD)

- **Calcul des moments M_x et M_y :**

$$M_x = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0428 \times 167,49 \times (4,75)^2 \Rightarrow M_x = 161,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x = 0,841 \times 161,74 \Rightarrow M_y = 136,02 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant des coefficients de réduction : (-0,5) pour les moments aux appuis et (0,85) en travées.

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a^x = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 161,74 \Rightarrow M_a^x = -80,87 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 \times M_y = -0,5 \times 136,02 \Rightarrow M_a^y = -61,01 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travée :**

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 161,74 \Rightarrow M_t^x = 137,48 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 136,02 \Rightarrow M_t^y = 115,62 \text{ KN.m}$$

a. **Aux appuis :**

- Ferrailages avec : $M_a^x = -80,87 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{M_a^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{80,87 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,076$$

$$\mu = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{80,87 \times 10^3}{0,960 \times 27,5 \times 348} \Rightarrow A_a^x = 8,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **6HA14/ml = 9,24 cm²**, avec un espacement : **St = 15 cm.**

- Ferrailages avec $M_a^y = -61,01 \text{ KNm}$

$$\mu = \frac{M_a^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{61,01 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_a^y = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61,01 \times 10^3}{0,971 \times 27,5 \times 348} \Rightarrow A_a^y = 6,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA14/ml = 7,7 cm²**, avec un espacement : **St = 20 cm.**

b. **En travée :**

- Ferrailages avec : $M_t^x = 137,48 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{137,48 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,128$$

$$\mu = 0,128 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,128 \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_t^x = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{137,48 \times 10^3}{0,931 \times 27,5 \times 348} \Rightarrow A_t^x = 15,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **8HA16/ml = 16,08 cm²** , avec un espacement : **St = 12,5 cm**.

- Ferraillages avec $M_t^y = 115,62 \text{ KNm}$.

$$\mu = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{115,62 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_t^y = \frac{M_a^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{115,62 \times 10^3}{0,943 \times 27,5 \times 348} \Rightarrow A_t^y = 12,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **7HA16/ml = 14,07 cm²** , avec un espacement : **St = 15 cm**.

➤ **Conclusion :**

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	6HA14/ml = 9,24 cm ²	5HA14/ml = 7,7 cm ²
Armatures en travées	8HA16/ml = 16,08 cm ²	7HA16/ml = 14,07 cm ²

Tableau VII.4 : Ferraillage du panneau de dalle à l'ELU.

VII.6.2. Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec :

$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA FeE400

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - \frac{475}{540}}{2} \Rightarrow A_{\min} = 2,54 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_a^x = 9,24 \text{ cm}^2 \\ A_a^y = 7,7 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} > A_{\min} = 2,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$\left. \begin{array}{l} A_a^x = 16,08 \text{ cm}^2 \\ A_a^y = 14,07 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} > A_{\min} = 2,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.6.3. Calcul des armatures à l'ELS :

$$\text{ELS} : q_s = \sigma_M^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 134,12 - \frac{5964,05}{515,14} \Rightarrow q_s = 122,54 \text{ KN/m}^2$$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\left. \begin{array}{l} v = 0,2 \\ \rho = 0,88 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,0500 \\ u_y = 0,891 \end{array} \right. \quad (\text{TABLES DE PIGEAUD})$$

- **Calcul des moments M_x et M_y :**

$$M_x = u_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0500 \times 122,54 \times (4,75)^2 \Rightarrow M_x = 138,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x = 0,891 \times 138,24 \Rightarrow M_y = 123,17 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leurs affectant des coefficients de réduction : (-0,5) pour les moment aux appuis et (0,85) en travées.

- ❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a^x = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 138,24 \Rightarrow M_a^x = -69,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,5 \times M_y = -0,5 \times 123,17 \Rightarrow M_a^y = -61,58 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Moments en travée :**

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 138,24 \Rightarrow M_t^x = 117,50 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 123,17 \Rightarrow M_t^y = 104,69 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Pour se disposer de cette vérification, on peut vérifier pour (α) :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $Y = \frac{M_u}{M_s}$

- **Aux appuis :**

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{80,87}{69,12} \Rightarrow Y = 1,17$$

$$\mu = 0,076 \Rightarrow \alpha = 0,0989$$

$$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335$$

$$\alpha = 0,0989 < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,335 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{137,48}{117,50} \Rightarrow Y = 1,17$$

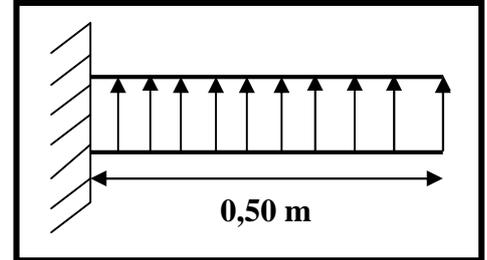
$$\mu = 0,128 \Rightarrow \alpha = 0,1719$$

$$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335$$

$$\alpha = 0,1719 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,335 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.7. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie « Figure ci-dessous ». Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.



VII.7.1. Sollicitation de calcul :

❖ **ELU :**

$$q_u = 167,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{167,49 \times (0,5)^2}{2} \Rightarrow M_u = - 20,94 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = 122,54 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = - \frac{q_s l^2}{2} = - \frac{122,54 \times (0,5)^2}{2} \Rightarrow M_u = - 15,32 \text{ KN/ml}$$

$$b_0 = 100 \text{ cm} ; d = 27,5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20,94 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,94 \times 10^3}{0,991 \times 27,5 \times 348} \Rightarrow A_u = 2,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

VII.7.2. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,32$$

$$A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,32 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : **4HA12/ml**

• **Calcul des espacements :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}; \text{ on prend : } S_t = 25\text{cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 = 2,26 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm.**

VII.7.3. Vérification a l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,94}{15,32} \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\mu = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,02 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,991 \\ \alpha = 0,0227 \end{cases}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{28}{100} = 0,465$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ne nécessitant pas de verification a l'ELS.

➤ **Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord Aradier>Adébord. Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.8. Ferraillage de la nervure :

La nervure est considérée comme des poutres doublement encastées, les caractéristiques de la nervure sont les suivantes:

$$h_n = 90 \text{ cm}, b = 55 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VII.8.1. Sollicitations maximales :

❖ Sens X-X :

Efforts	ELU	ELS
M_t^{\max} [KN.m]	130,94	92,96
M_a^{\max} [KN.m]	226,94	161,51
T^{\max} [KN]	337,49	248,41

Tableau VII.5: Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens X-X.

❖ Sens Y-Y :

Efforts	ELU	ELS
M_t^{\max} [KN.m]	150,06	106,81
M_a^{\max} [KN.m]	261,90	186,37
T^{\max} [KN]	384,47	285,36

Tableau VII.6: Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens Y-Y.

VII.8.2. Ferraillage des nervures à L'ELU :

❖ Sens X-X :

	M_u [KN]	b [cm]	d [cm]	μ	β	A_{st} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]
Travées	130,67	55	87	0,02	0,990	4,359	4HA14 = 6.16
Appuis	226,94	55	87	0,04	0,980	7,648	4HA16 = 8.04

Tableau VII.7: Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens XX.

❖ Sens Y-Y :

	M_u [KN]	b [cm]	d [cm]	μ	β	A_{st} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]
Travées	150,06	55	87	0,04	0,980	5,057	4HA14 = 6.16
Appuis	261,90	55	87	0,07	0,964	8,973	6HA14 = 9.24

Tableau VII.8: Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens YY.

VII.8.3. Vérifications à l'ELU :

❖ Condition de fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 87 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 5,78 \text{ cm}^2$$

⇒ **Les conditions d'armatures adoptées vérifient cette condition.**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$A_{\min} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4\text{MPa} \}$$

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

❖ **Sens X-X :**

$$T_u^{\max} = 337,49 \text{ KN}$$

$$A_{\min} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{337,49 \times 10^3}{550 \times 870} \Rightarrow A_{\min} = \mathbf{0,705 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0,705 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\underline{\underline{\text{Condition vérifiée}}}}$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$T_u^{\max} = 384,47 \text{ KN}$$

$$A_{\min} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{384,47 \times 10^3}{550 \times 870} \Rightarrow A_{\min} = \mathbf{0,803 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0,803 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\underline{\underline{\text{Condition vérifiée}}}}$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{16}{3} \Rightarrow \emptyset_t = \mathbf{5,33 \text{ cm}}$$

Soit : **HA 8**, on prend un cadre et un étrier.

❖ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \emptyset_1 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \emptyset_1 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4} ; 12(1,6) \right\} = \min \{ 20 ; 19,2 \} \Rightarrow S_t = \mathbf{19,2 \text{ cm}}$$

• **En zone nodale :**

On opte pour : **St = 10 cm.**

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit: **S_t = 20 cm.**

VII.8.4. Vérification à l'ELS :

Vérification de la condition suivante :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ (pour les contraintes dans le béton)

❖ Sens X-X :

• Aux appuis :

$$M_s = 161,51 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = 0,980 ; \alpha = 0,051$$

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{226,94}{161,51} \Rightarrow Y = 1,40$$

$$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• En travées :

$$M_s = 92,96 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = 0,990 ; \alpha = 0,0252$$

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{130,67}{92,96} \Rightarrow Y = 1,40$$

$$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens Y-Y :

• Aux appuis :

$$M_s = 186,37 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = 0,964 ; \alpha = 0,0907$$

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{261,90}{186,37} \Rightarrow Y = 1,40$$

$$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• En travées :

$$M_s = 106,81 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = 0,980 ; \alpha = 0,051$$

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{150,06}{106,81} \Rightarrow Y = 1,40$$

$$\frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Remarque :

La condition $\alpha < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, il n'est plus nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VII.8.5. Armatures de peau : BAEL/Art 4.5.34

Ces armatures dénommées armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leur section est au minimum égale à 3cm² par mètre de la longueur de la paroi, mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans le cas présent, la hauteur de la nervure est de 90cm. La quantité d'armatures de peau nécessaire est :

Ap = 3cm² /ml 0,90 = 2,70 cm² par parois.

Soit : 3HA12 = 3,39 avec un épingle T8.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin de cycle qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation , est la première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de ma formation théorique.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, m'ont conduit à se documenter et à étudier des approches méthodiques que j'ai pas eu le privilège d'aborder durant le cursus, cela m'a permis d'approfondir d'avantage mes connaissances en génie civil.

j'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), je citerai l'ETABS, AutoCAD ; que j'ai appris à appliquer durant l'élaboration de ma thèse.

Dans mon étude j'ai essayé de satisfaire les principales Exigences de la construction à savoir :

- La résistance.
- La durabilité.
- L'économie.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle j'espère quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- "Cours de béton armé B.A.E.L.91: calcul des éléments simples et des structures en béton armé"
- "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93".
Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41.
- " B.A.E.L.91 : Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites"
- "Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003".
Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-48.
- DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations »
CGS, Alger 1989.
- « Cours de résistance des matériaux, U.M.M.T.O ».
- « Cours de bâtiment, U.M.M.T.O ».
- « Mémoires traités master 2, U.M.M.T.O ».
- « cours MDS , U.M.M.T.O »
- «Recherche globale sur internet».

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 en génie civil.
Option : Construction civile et industrielle (CCI).

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation
contreventée par voiles
avec l'utilisation du logiciel ETABS**



Dirigé par : M^r MOSTEFAI .K

Réalisé par : M^r BELHACENE SMAIL

Promotion 2014-2015

Remerciements



«Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues.»

Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont en premier lieu à **dieu** le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer mon travail dans les meilleures conditions.

Pour réaliser ce travail, plusieurs personnes nous ont assistés, chacune à sa manière. Il est opportun, à cette occasion, de leur réitérer mes remerciements :

- ✱ Mes chers **parents** de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.
- ✱ Mes frères et sœur pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement
- ✱ Mes **amis** qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour me venir en aide.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur **M^r MOSTEFAI Kamel** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail. Pour sa disponibilité, ses précieux conseils, orientations brillantes et motivations, qui il ma gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement tous les **enseignants** de la **faculté de génie civil** qui ont montrer une disponibilité sans faille pour enrichir de connaissances et de savoir, ainsi aux **responsables de la bibliothèque**, qui nous ont beaucoup facilités notre recherche bibliographique.

Mes remerciements s'adresse également aux membres du **jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté a mon travail, et que j'ose espérer qu'ils couronneront d'une bonne appréciation.