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+7+ Sous-Sol) à usage d'habitation contreventée par voiles avec l'utilisation du logiciel ETABS

DIRIGÉ PAR : Mr MOSTEFAI. K

RÉALISÉ PAR : Mr OULAMARA JUBA

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 ma donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer mon travail dans les meilleures conditions.

En second, mes chers parents de m'avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs année d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercier mon encadreur M^er^MOSTEFAI.K pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce travail. Pour sa disponibilité, ses précieux conseils, orientations brillantes et motivations, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce travail.

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

Je tiens à remercier chaleureusement tous les enseignants de la faculté de génie civil qui nous ont enrichies de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, qui nous ont beaucoup facilités notre recherche bibliographique.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté a notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents.
Qui ont su être à mes cotés dans les moments difficile sans lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honorés ;

A mes chers frères qui me soutient depuis tout le temps :
MOUMOUH, KARIM, RACHID et HAMID

A ma très chère sœur que j'aime beaucoup :
ZAZA et son marrie KAMEL
A mes belles sœurs :
TERKIA et NEDJET
A nos trois petites princesses :
NESSRINE, LINA et l'adorable ELINE

A touts mes amis : REZKI, BOUSSAD, SMAIL, BELKACEM, AHMED, DIDA, LYLIA, SABRINA, DALILA, LYDIA et à touts ce qui leurs prénom ne figure pas.

A touts les camarades de la promotion CCI 2014/2015

OULAMARA JUBA

LISTE DES FIGURES

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

N° de la figure	Désignation	N° de page
I.1	Diagramme contraintes- déformations (ELU)	6
I.2	Diagramme contraintes- déformations (ELS)	6
I.3	Diagramme contraintes- déformations des aciers (ELU)	8

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

N° de la figure	Désignation	N° de page
II.1	Eléments d'un plancher en corps creux	11
II.2	Vue en 3D d'un voile	13
II.3	Surface d'influence du poteau le plus sollicite	15
II.4	Coupe du plancher terrasse	16
II.5	Eléments constituants les planchers d'étage courant	16
II.6	Mur en double cloison	18
II.7	Mur en simple cloison (de séparation)	18

Chapitre III : calcul des éléments

N° de la figure	Désignation	N° de page
III.1	Eléments d'un plancher	23
III.2	schéma du treillis soudé	24
III.3	Construction de la section en Té	24
III.4	Schémas statique des poutrelles	26
III.5	Schéma des moments isostatique de la poutrelle	27
III.6	Diagramme des moments fléchissant àL'ELU	30
III.7	Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	30
III.8	Diagramme des moments fléchissant àL'ELS	34
III.9	Diagramme des efforts tranchants à L'ELS	34
III.10	Terminologie de l'escalier	37
III.11	Vue d'ensemble d'un escalier	38
III.12	Coupe verticale de la volée d'étage courant	38
III.13	Schéma statique de calcul à l'ELU	40
III.14	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU	43
III.15	Schéma statique de calcul à l'ELS	47
III.16	Diagrammes efforts tranchants et des moments fléchissants à L'ELS	50
III.17	Schéma statique de la poutre palière	53
III.18	Diagrammes des efforts internes à l'ELU	55
III.19	Coupe transversale de l'acrotère	62
III.20	Les efforts internes	63
III.21	Ferraillage de l'acrotère	69
III.22	Schéma statique du porte a faux	69
III.23	Bande d'un mètre de largeur	70
III.24	Plan de ferraillage du porte a faux	75

Chapitre IV : Modélisation de la structure

N° de la figure	Désignation	N° de page
IV.1	Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens	86

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

N° de la figure	Désignation	N° de page
V.1	Schéma de calcul en flexion simple	94
V.2	La flèche suivant XX	104
V.3	La flèche suivant YY	105
V.4	Ferraillages des poteaux	116
V.5	Diagramme des contraintes(SEC)	125
V.6	Diagramme des contraintes (S.E.T)	126
V.6	Diagramme des contraintes(S.P.T)	126
V.6	Disposition des armatures verticales dans les voiles	128

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

N° de la figure	Désignation	N° de page
VI.1	Vue en plan de la semelle	139
VI.2	Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle	140
VI.3	Diagramme des contraintes	146
VI.4	Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU	154
VI.5	Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	154
VI.6	Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS	155
VI.7	Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS	155
VI.8	Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU	155
VI.9	Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	155
VI.10	Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS	155
VI.11	Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS	156

Chapitre VII : Etude du mure plaque

N° de la figure	Désignation	N° de page
VII.1	Ferraillage du mur plaque	165

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	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

N° du tableau	Désignation	N° de page
II.1	Vérification des conditions exigées par le RPA	13
II.2	Détermination de la charge permanente du plancher terrasse	15
II.3	Détermination de la charge permanente du plancher d'étage courant	16
II.4	Détermination de la charge permanente de la console	17
II.5	Détermination des charges permanentes revenant aux murs extérieurs	17
II.6	Détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs	18
II.7	Les valeurs des coefficients de dégression des charges	19
II.8	Récapitulation de la descente des charges	20
II.9	Vérification des sections selon RPA99	21

Chapitre III : Calculs des éléments

N° du tableau	Désignation	N° de page
III.1	Charges totales de la volée	39
III.2	Charges totales du palier	40
III.3	Les charges permanentes revenant au porte à faux	70

Chapitre IV : Modélisation de la structure

N° du tableau	Désignation	N° de page
V.1	Représentatif de l'excentricité trouvée par le logiciel	77
V.2	Valeurs de pénalités Pq	81
V.3	Efforts tranchants à la base du bâtiment	83
V.4	La période fondamentale et le taux de participation massique	84
V.5	Déplacements relatifs des portiques sens XX	85
V.6	Déplacements relatifs des portiques sens YY	85
V.7	Justification vis-à-vis de l'effort P-ΔM	89

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

N° du tableau	Désignation	N° de page
V.1	Pourcentage des armatures longitudinales	92
V.2	Ferraillage des poutres principales (30X40) aux appuis	95
V.3	Ferraillage des poutres principales en travées (30X40)	95
V.4	Ferraillage des poutres secondaires (30X35) aux appuis	96
V.5	Ferraillage des poutres secondaires (30X35) en travées	96
V.6	Ferraillage des poutres à l'ELU	97

V.7	Vérification des contraintes max dans les poutres principales appuis et Travées	102
V.8	Vérification des contraintes max dans les poutres secondaires appuis et travées	103
V.9	Ferraillage des poutres principales (30x40) aux appuis et en travées	106
V.10	Ferraillage des poutres secondaires (30x35) aux appuis et en travées	106
V.11	Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA	108
V.12	Ferraillage des poteaux sens longitudinale (M_2)	113
V.13	Ferraillage des poteaux sens transversale (M_3)	114
V.14	Ferraillage des poteaux	115
V.15	Vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens longitudinal M_2	120
V.16	Vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens transversal M_3	121
V.17	Vérification de la condition de non fragilité selon M_3	122
V.18	Vérification de la condition de non fragilité selon M_2	123

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

N° du tableau	Désignation	N° de page
VI.1	Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)	138
VI.2	Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	138
VI.3	Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle	140
VI.4	Ferraillage du panneau de dalle à l'ELU	151
VI.5	Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens X-X	156
VI.6	Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens Y-Y	156
VI.7	Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens XX	156
VI.8	Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens YY	156

Chapitre VII : Etude du mure plaque

N° du tableau	Désignation	N° de page
VII.1	Ferraillage du mur plaque	163
VII.2	Vérification des contraintes du beton à l'ELS	164

Sommaire

Introduction Générale ---------- 01

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 ----------04
I.5. Protection des armatures ----------09

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Les planchers ----------10
II.2. Les poutres ----------11
II.3. Les voiles ----------13
II.4. Les poteaux ----------14

CHAPITRE III : Calcul des éléments non structuraux

III.1. Les plancher ----------22
III.2. Escalier ----------45
III.3. Poutre palière ----------60
III.4. L'acrotère ----------68

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

IV.1. Choix de la méthode de calcul ----------83
IV.2. Centre de masse ----------84
IV.3. Périodes de vibrations ----------91
IV.4. Les déplacements ----------92
IV.5. L'effet P-Delta ----------96
IV.6. Pourcentages des portiques ----------97

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Les poutres ----------99
V.2. Les poteaux ----------114
V.3. Les voiles ----------131

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Les fondations (isolées et filantes) ----------144
VI.2. Ferraillage de radier général ----------155
VI.3. Ferraillage du débord ----------160
VI.4. Ferraillage de la nervure ----------161

CHAPITRE VII : Etude du mure plaque

VII.1. Pré-dimensionnement du mure plaque ----------167
VII.2. Ferraillage du mure plaque ----------169

Introduction général

Le développement économique dans les pays industrialisés, privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence des plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région a forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumis à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représente par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience à montré que la plupart des bâtiment endommages au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts ;

- La sécurité, assurer la rigidité et la stabilité de l'ouvrage
- Economie
- Confort

L'utilisation du béton arme dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il moins chère par rapport aux autre matériaux avec beaucoup d'autre avantage comme par exemple ;

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité (durée de vie)
- Resistance au feu

Dans le cadre de ce projet, j'ai procédé au calcule d'un bâtiment en béton arme à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comporte un sous-sol, un RDC et 7etages courants, en cours de réalisation à tizi ouzou.

Ce projet a été d'autant plus enrichissant qu'il a contribué à répondre à certaines attentes de l'entreprise. Il m'a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce PFE n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de nous ouvrir de nouvelles perspectives d'études et d'engager des échanges avec d'autres ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle. C'est peut-être par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

I. Introduction :

Le présent projet consiste en l'étude complète des éléments résistants, d'un bâtiment à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya de TIZI-OUZOU, classée zone de moyenne sismicité –zoneII_a- selon le RPA99 .ver2003.

La structure est contreventée par des voiles et composée de :

- Sous-sol a usage de parking pour voitures
- Rez de chaussée à usage d'habitation (RDC)
- Sept étages à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Deux cages d'ascenseur

II. Dimensions en élévation :

Désignation	Quantité
Hauteur totale du bâtiment	28.48 m
Hauteur du sous-sol	4.00 m
Hauteur de l'étage courant	3.06 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m

III. Dimensions en plan :

Sens longitudinal : longueur totale du bâtiment =34,43m

Sens transversal : largeur totale du bâtiment=19,97 m

IV. Le système structural :

La structure du bâtiment est choisie en tenant compte de la capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constructifs, du type de construction et des possibilités de redistribution des efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans les portiques (poteaux , poutres) et des voiles en bêton armé.

V. Les éléments constructifs de l'ouvrage :

1. Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment en assurant l'isolation thermique et acoustique, capable de supporter des charges permanentes et variables et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux de l'ossature. Il participe aussi au contreventement du bâtiment.

A l'exception des consoles (décrochements) qui seront réalisées en dalle pleine, les planchers et les balcons sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure

Le plancher terrasse comporte en plus un système d'étanchéité composé de :

-Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

-Un isolant thermique (liège)

Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles a base de bitume armé

2. les escaliers :

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

3. les revêtements :

Sont comme suite :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eau et cuisines
- Mortier de ciment pour les murs de façades et la cage d'escalier
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

4. Système de coffrage :

On utilise un coffrage traditionnel (en bois) et métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

5. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre la quasi-totalité des efforts horizontaux vis-à-vis de l'action du séisme

6. Remplissage :

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloison avec des briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs de séparation intérieure en simple cloison avec des briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

7. Balcons :

Les balcons sous forme de consoles seront réalisés en corps creux, les autres consoles (décrochements) seront réalisées en dalles pleines.

- ***Caractéristiques du sol :***

Les essais réalisés par le laboratoire de géotechnique ont donné les résultats suivants :

Contrainte admissible σsol	2 bars à 1m de profondeur
Type de sol	sol meuble

VI. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Le Béton :

1.1.Comportement expérimental :

Le béton : est un matériau constitué d'un mélange de : Ciment, granulats «sable et gravier » et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa haute résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité du ciment et de l'eau de gâchage et les conditions climatiques, ce dernier sera conforme aux règles BAEL91 et RPA99 modifier en 2003.

A titre indicatif, le dosage courant pour 1 m^3 de volume est donné comme suite : Granulats (sable Ø ≤ 5mm, gravier 5≤Ø≤25mm)

Composant	**Dosage**
Gravions	800 L
Sable	400 L
Ciment	300 à 400 kg/m^3 de classe 42.5R
Eau	150 à 200 L

a. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression. Elle est évaluée à 28 jours dites valeur **caractéristique requise**. Celle-ci notée $\mathbf{f_{c28}}$ est choisie en fonctions des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de
Vérifier qu'elle est atteinte sur chantiers. Pour le choix de la valeur de $\mathbf{f_{c28}}$. On peut considérer que :

f_{c28} = 20MPa facilement atteinte sur les chantiers.

f_{c28} = 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Dans notre cas, elle est prise égale à **25MPa**. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge « J » est inférieur à 28, on se réfère à la résistance «f_{cj} ».
Pour J≤28 f_{cj} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} ; \text{pour} : f_{c28} \le 40\text{MPa}. \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}4 + 0{,}95j} f_{c28} ; \text{pour} : f_{c28} \succ 40\text{MPa} \end{cases} \qquad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

b. Résistance du béton à la traction : Art A2.112BAEL91 modifié 99

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est définie par :

$$f_{ti}=0.6+0{,}06f_{cj}\text{MPa} \qquad \text{pour } f_{cj}\le 60\text{MPa}$$

Dans notre cas : $\mathbf{f_{c28}=25Mpa} \longrightarrow \mathbf{f_{t28} = 2{,}1MPa}$

c. *Contrainte limite de service à la compression :*

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule suivante :

σ_{bc} =0.6f_{c28} en MPa $\longrightarrow$ $\sigma_{bc} = 0{,}6 \cdot 25 = 15$ $[MPa]$ « **Art 4.5.2BAEL91** »

d. *Contrainte limite de résistance à la compression f_{bc} :*

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0{,}85\, f_{c28}}{\theta(\gamma_b)} \qquad [MPa] \quad \text{..... (Art .A.4.3 ; 41 BAEL 91)}$$

Où f_{bc} : est la contrainte admissible du béton à la compression

γ_b : est le coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1{,}5 & \text{situation durable} \\ 1{,}15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Cas courant :**

$$\gamma_b = 1{,}5 \Rightarrow f_{bc} = 14{,}2 MPA$$

- **Cas accidentel :**

$$\gamma_b = 1{,}15 \Rightarrow f_{bc} = 18{,}47 MPA$$

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24h \\ 0{,}9 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } 1h < t < 24h \\ 0{,}85 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t < 1\ h \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 25\ MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$; $\theta = 1$ on aura : $f_{bc} = \frac{0{,}85 \cdot 25}{1 \cdot (1{,}5)} = 14{,}2\ MPa$

$$f_{bc} = 14{,}2\ MPa$$

➢ **A L'ELS:**

$\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$ $[MPa]$

Pour $f_{c28} = 25\ MPa$ on aura : $\sigma_{bc} = 0{,}6 \cdot 25 = 15$ $[MPa]$

1.2.Diagrammes des contraintes – déformations à ELU :

A L'ELU c'est un diagramme non linéaire, dit diagramme (parabole- rectangle)

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

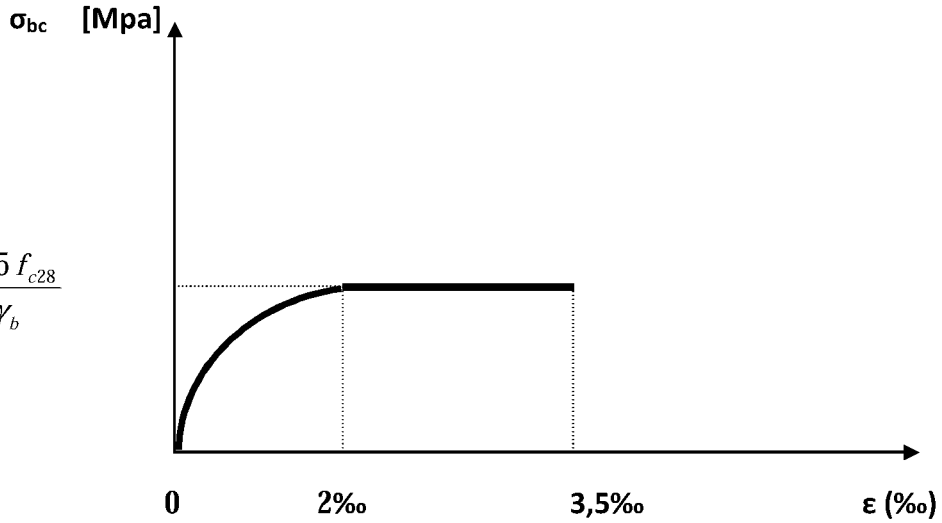


Fig. I-1 : Diagramme contraintes- déformations (ELU)

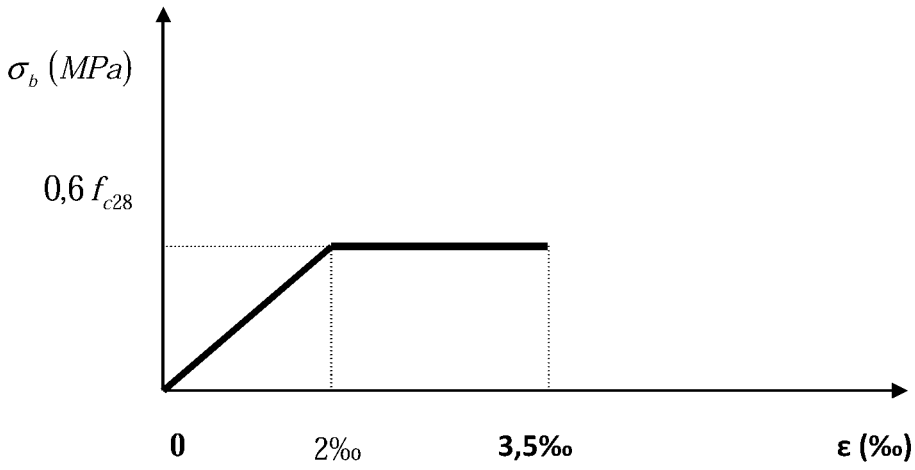


Fig. I-2 : Diagramme contraintes- déformations (ELS)

La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique.

2. Contrainte limite de cisaillement (Art :A 5.1,21 BAEL) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$ (Art A.5.1 BAEL 91) avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b_0 : largeur de la section cisaillée

d: hauteur utile .

Cette valeur ne doit pas dépassée les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

- **Cas de fissuration préjudiciable où très préjudiciable :**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

a. Module de déformation du béton : Art A2.1,21BAEL91)

- ***Module de déformation longitudinal instantané :***

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinal instantané du béton Eij est égal à :

$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{fcj}$ MPa ⟶ **E_{i28}=32164,195MPa**

- ***Module de déformation longitudinal différé :***

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinal différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule :

$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{fcj}$ ⟶ **E_{v28}=10818,865MPa**

Module de déformation transversal :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

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

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton

υ : cœfficient de poisson.

Coefficient de poisson (Art :A2.1,3BAEL) :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative :

- **v = 0.0** dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- **v =0.2** dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

3. Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

3.1.Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance A la Rupture [Mpa]	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient De fissuration	Coefficient De (Ψ) Scellement
Aciers en barres	Haute Adhérence FeE 40	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520(Φ<6)	T S	550	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers

a. Module de déformation longitudinal :

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier E_s = 200000MPa

b. La contrainte limite dans les aciers (BAEL91/Art A.2.2.1) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \qquad [MPa]$$

Avec γ_s : le cœfficient de sécurité pour les aciers ; il a pour valeurs :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & \text{pour les situations durables.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Pour les aciers (HA) :

$$fe = 400\ MPa \begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 \Rightarrow \sigma_s = 348\ MPa \\ \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400\ MPa \end{cases}$$

Pour les treillis soudés (TS) :

$$fe = 520\ \text{MPA} ; \begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 \Rightarrow \sigma_s = 452{,}20 MPa \\ \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 520\ \text{MPa} \end{cases}$$

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissurations dans le béton, car si elles devraient être trop importantes, elles causeraient la corrosion des armatures et pour cela on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Le diagramme ci-après représente les déformations (allongements) de l'acier en fonction de sa contrainte maximale.

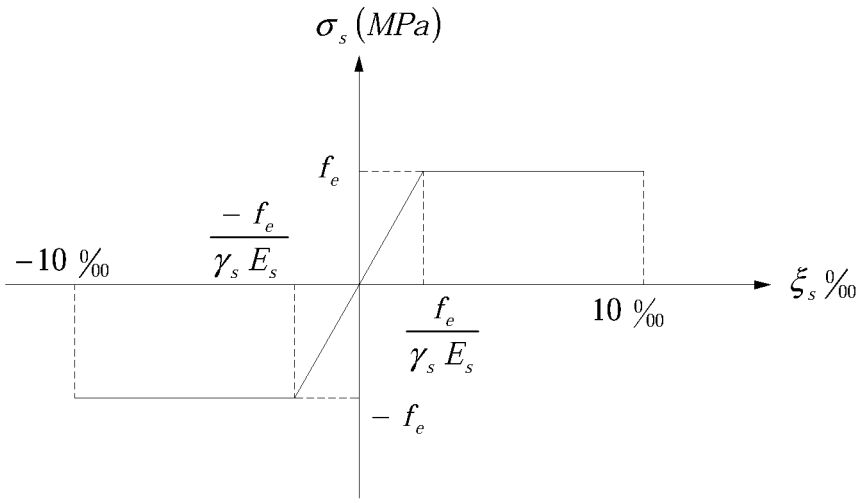


Fig. I-3 : Diagramme contraintes- déformations des aciers (ELU)

Le diagramme simplifié est adopté vis-à-vis des justifications des contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures (à l'ELS)

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

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

σ_s=1,15 MPA

- ***Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)***

Pour les éléments exposés aux intempéries, la contrainte de traction est telle que :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, \max\left(0{,}5\, f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} = \zeta$$

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

Pour les éléments exposés à un milieu agressif (l'atmosphère marine ; les acides ; gaz….), la contrainte de traction dans les armatures tendues est telle que :

$$\sigma_s \le \overline{\sigma_{st}} = \min\left(0{,}5\times f_e, \sqrt{\eta . f_{t28}}\right)$$

$\eta = 1{,}6$ Pour les aciers de haute adhérence (HA). > 6mm

$\eta = 1{,}3$ pour les HA<6mm

Avec η : est le cœfficient de fissuration relative.

3.2.Protection des armatures :

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

* C ≥1 cm : Si l'élément est situé dans un local couvert non soumis à des condensations.

* C≥ 2 cm : Si les éléments sont exposés aux intempéries et aux condensations.

* C≥ 3 cm : Si les éléments sont soumis aux actions agressives.

* C≥ 4 cm : Si l'atmosphère est agressive.

I. Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure afin d'assurer sa bonne résistance ; cela en respectant les recommandations en vigueur (RPA99,BAEL91 et le CBA93).

II. Les planchers :

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

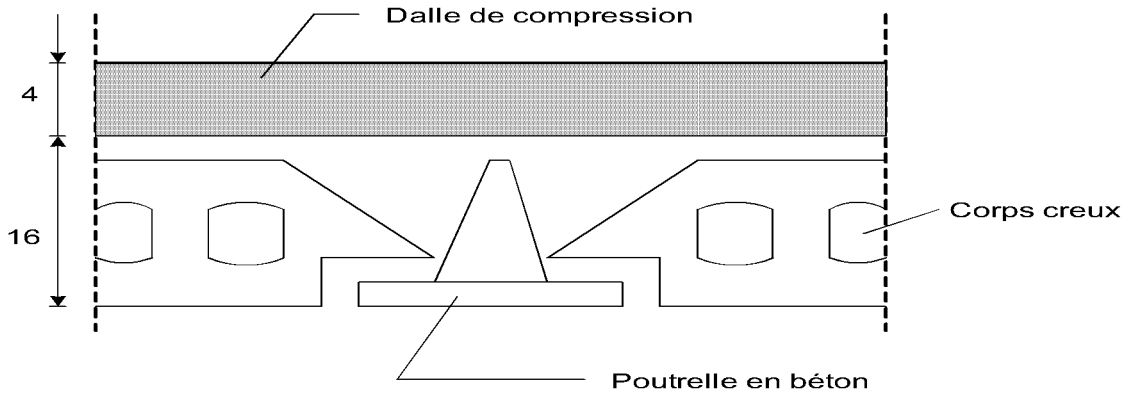


Figure II.1. Eléments d'un plancher en corps creux

1. Dalles :

Tous les planchers de notre bâtiment seront en corps creux.
Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale **: L = 3,75m**

L=375cm

Ce qui nous donne :

$h_{tp} \geq 375/22,5 = 16,66$ (cm) on opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire :

h_{tp} **=20 cm**

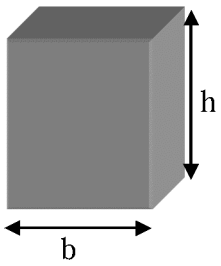
2. Poutres :

Les poutres sont en béton armé de sections rectangulaires, leur rôle est de transmettre les charges et surcharges aux poteaux.
Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suite :

- **BAEL 91 :**
  - ✓ Sous charges verticales $\frac{Lmax}{15} \leq hp \leq \frac{Lmax}{10}$

✓ *Sous charges horizontales* : $hp \geq \frac{Lmax}{12} \Rightarrow hp \geq 31{,}67\ cm$.

Où : L_{max} **:** portée maximum entre nus.
h: hauteur de la poutre.
b : largeur de la poutre.



- **Poutres principales :**

Se sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

L=460-30=430 cm

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \rightarrow 28{,}66cm \leq h \leq 43cm$$

Soit: **h = 40cm**

0,3.hp ≤ b ≤ 0,8.hp⇨ 12cm ≤ b ≤32cm ; donc : **b = 30cm**

❖ **RPA 2003 : (Art 7-5)**

- b ≥ 20cm.
- h ≥ 30cm.
- h/b ≤4 ⇨ 40/30 = 1,33≤ 4 ……**Condition vérifiée**
- b_{max}≤ 1,5h+b.

➢ Les dimensions des poutres principales pour tous les niveaux sont :

h =40cm	b=30cm

- **Poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles .leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

L=375-30=345cm

$$\frac{345}{15} \leq hp \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23cm \leq hp \leq 34.5\ cm$$

Soit: **h = 30cm**

0,3.hp ≤ b ≤ 0,8.hp⇨ 9cm ≤ b ≤ 24cm ;

donc : **b = 25cm**

❖ **RPA 2003 : (Art 7-5)**

- b ≥ 20cm.
- h ≥ 30cm.
- h/b ≤ 4 ⇨ 30/25 = 1,2≤ 4 **Conditions vérifiée**
- b_{max}≤ 1,5h+b.

- Les dimensions des poutres secondaires pour tous les niveaux sont :

h =35cm **b =30cm**

- Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h≥30cm	40cm	35cm	ok
b≥20cm	30cm	30cm	ok
h/b≤4	1,33	1,16	ok

Tableau II.1 :vérification des conditions exigées par le RPA

☞ **Remarque** :les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées.

3. Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés a assurer la stabilité (contreventement) de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme).

D' après l'article **7.7.1 du RPA2003 :**

✓ On considère comme voile les éléments satisfaisants à la condition : **L ≥ 4a**.

Avec :

L : longueur du voile.
a : épaisseur du voile.
$\mathbf{h_e}$: hauteur de l'étage

✓ L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.
✓ De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

Dans notre cas :

➢ **Sous-sol**

he=hauteur du sous-sol
a≥ he/20
he = 400-20=380cm

$$a \geq \frac{3,80}{20} \Rightarrow a \geq 0,19 \text{ m}$$

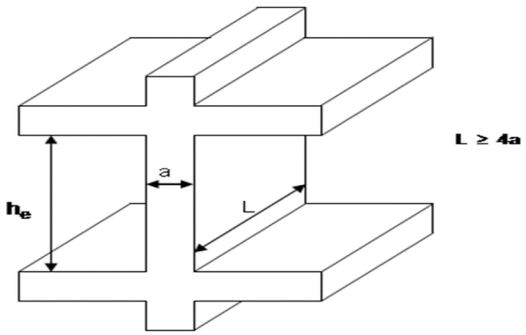


Figure II.3 : Vue en 3D d'un voile

Donc pour les voiles du sous-sol on opte pour une épaisseur : a≥19,0cm ⟹ **a =20cm**

➢ **RDC:**

h_e=hauteur du RDC

a≥ $h_e/20$
h_e = 306-20=286cm

$$a \geq \frac{2,86}{20} \Rightarrow a \geq 0,143 \text{ m}.$$

- $a \geq 14,3$

Donc :pour les voiles de RDC on opte pour une épaisseur : a≥14,3cm ⟹ **a =20cm**

➢ **étage courant :**

h_e =hauteur de l'étage courant

h_e = 306-20 =286cm

$$a \geq \frac{2,86}{20} \Rightarrow a \geq 0,143m.$$

- $a \geq 14,3$

Donc : pour les voiles d'étages courants on opte pour une épaisseur : a≥14,3cm ⟹ **a=20 cm**

➢ Longueur minimale du voile :

La longueur minimale du voile doit satisfaire la condition **: L≥4a**

- Sous-sol : L≥4xa= 4x20= **80cm**
- RDC : L≥4xa = 4x20 = **80cm**
- étage courant : L≥4xa = 4x20 = **80cm**

4. Les poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés à L' ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression N_s = (G + Q).

L'effort N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par la (RPA99 modifier 2003).

-les plans d'architecture nous ont proposé une section de (30x40) cm^2

-le RPA nous impose qu'en zone (II a) ; Min (b_1 ,h_1)≥25 cm^2

Remarque : on considère pour notre calcul la section du poteau (30x30) cm^2

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

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

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

$\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28}$ =15 MPa.

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

4.1.DESCENTE DES CHARGES :

➢ **surface influence** :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$S = S1 + S2 + S3 + S4 \Longrightarrow S = 16{,}06m^2$

S=16,06m²

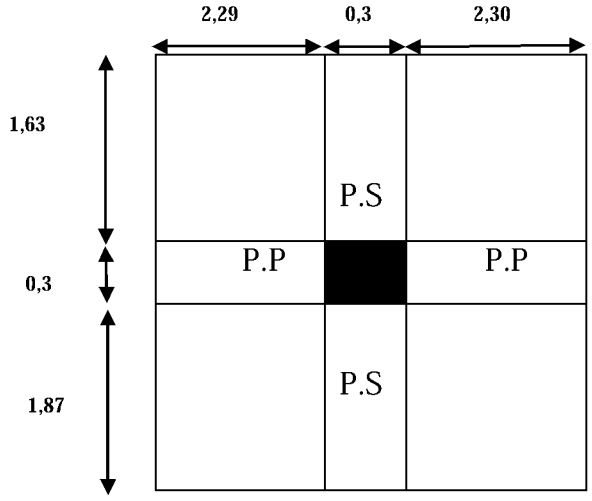


Fig. II.4: Surface d'influence du poteau le plus sollicite.

4.2.Détermination des charges et surcharges :

➢ charges permanentes :

❖ **plancher terrasse inaccessible:**

N°	*Eléments*	*Epaisseur(m)*	*ρ (KN/m³)*	*G(KN / m²)*
1	*Protection lourde*	*0,05*	*20*	*1,0*
2	*Etanchéité multi couches*	*0,02*	*06*	*0,12*
3	*Forme de pente en béton*	*0,07*	*22*	*1,54*
4	*Isolation thermique en liège*	*0,04*	*04*	*0,16*
5	*Plancher en corps creux*	*0,20*	*14*	*2.80*
6	*Enduit de plâtre*	*0,02*	*0.1*	*0.20*
7	*Feuille en polyane*	*0,01*	*01*	*1 ,00*
				G_T=5,83
				Q_T=1,00

Tableau II.2 : détermination de la charge permanente du plancher terrasse.

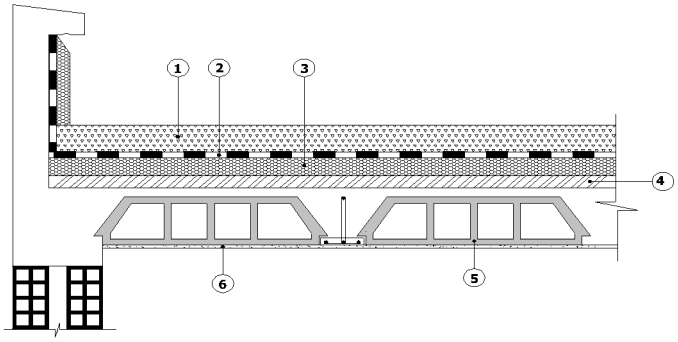


Fig. II-5- Coupe du plancher terrasse

❖ **plancher d'étage courant :**

N°	*Eléments*	*Epaisseur(m)*	*ρ (KN/m³)*	*G(KN / m²)*
1	*Maçonnerie en brique creuses*	*0,10*	*10*	*1*
2	*Revêtement en carrelage*	*0,02*	*20*	*0 ,4*
3	*Mortier de pose*	*0,02*	*22*	*0,44*
4	*Couche de sable*	*0,02*	*18*	*0,36*
5	*Plancher en corps creux*	*0,2*	*14*	*2,80*
6	*Enduit en plâtre, plafond*	*0,02*	*10*	*0,2*
				G_{ec}=5,20
				Q_{ec}=1,5

Tableau II.3 : détermination de la charge permanente du plancher d'étage courant.

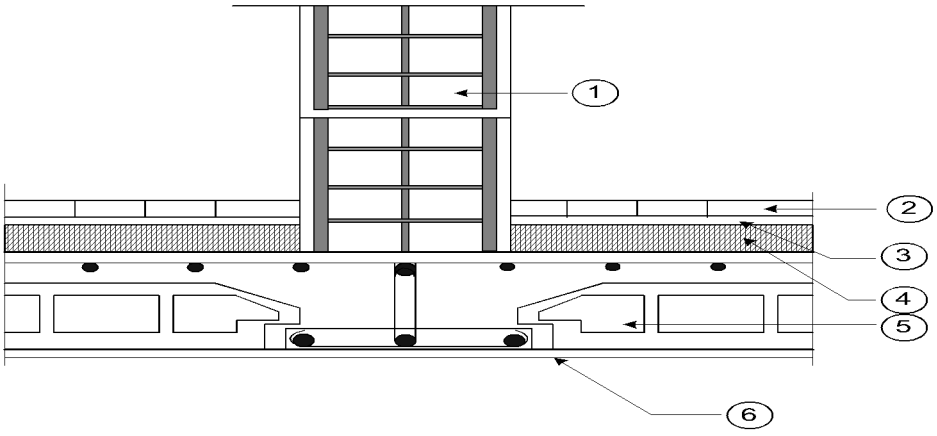


Figure II.6 : Eléments constituants les planchers d'étage courant.

❖ **Console :**

N°	*Eléments*	*Epaisseur(m)*	*ρ (KN/m³)*	*G(KN / m²)*
1	Revêtement en carrelage	0 ,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	22	0,66
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	10	1,00
				G_T = 6,61
				Q_T=3,50

Tableau II.4 : Détermination de la charge permanente de la console.

❖ **Murs extérieurs :**

Tableau II.5 : détermination des charges permanentes revenant aux murs extérieurs

N°	*Eléments*	*Epaisseur(m)*	*ρ (KN/m³)*	*G(KN / m²)*
1	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0,02	10	0,2
2	Cloison en brique creuse 8 trous	0,1	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	--	--
4	Cloison en brique creuse 8 trous	0,1	9	0,90
5	Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0,36
				G=2 ,36

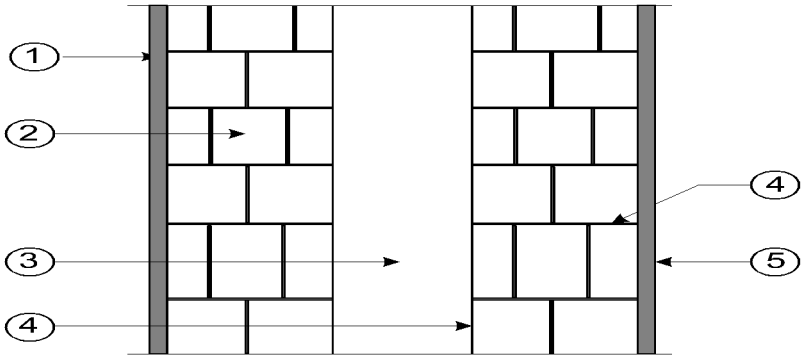


Figure II.7 : Mur en double cloison.

❖ *Murs intérieurs (de séparation) :*

N°	*Eléments*	*Epaisseur(m)*	*ρ (KN/m³)*	*G(KN / m²)*
1	Maçonnerie en briques creuses	0,1	9	0,90
2	Enduit en plâtre	0,02	10	2x0,20=0,4
				G=1,30

Tableau II.6 : détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs .

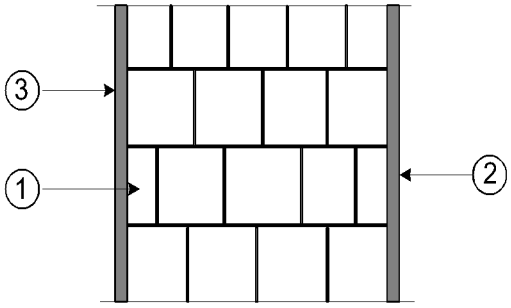


Figure II.8 : Mur en simple cloison(de séparation)

4.3.poids propre des éléments :

➢ **Plancher terrasse :**
G_T= 5,83 x 16,06 =93,63KN

➢ **Plancher courant :**
G_c= 5 ,20 x 16,06= 83,51KN

➢ **Poutres :**

- **poutres porteuses (principales) :**
  G_{pp}= (4,60 – 0,30) x (0,3x0,4)x25 = 12,90 KN

- **Poutre secondaires :**

$G_{tot} = G_{pp} + G_{ps}$

G_{ps}= (3,75 – 0,3) x(0,25 x 0,30)x 25 = 6,47 KN

$G_P=G_{PP}+G_{Ps}$=12,90 + 6,47 = 19,37 KN

G_{tot} =19,37 KN

- **Poteaux :**
  - Poteaux d'étage courant :G_P= 2,25 x (3,06 – 0,4) =5,98 KN
  - Poteau du sous-sol : $G_{sosu-sol}$= 2,25 x(4,00 – 0,4)= 8,10 KN

- **Surcharge d'exploitation :**
  - Plancher terrasse inaccessible : 1,00 x 16,06 =16,06 KN
  - Plancher à usage d'habitation : 1,5 X 16,06 =24,09 KN
  - Balcon ……: 3,5 x 16,06 = 46,21 KN

4.4. Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitations. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. la loi de dégression est :$\boldsymbol{Q = Q + 3 + \frac{n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q \ pour\ n \geq 5}$

Avec : Q_0=surcharge d'exploitation de la terrasse.

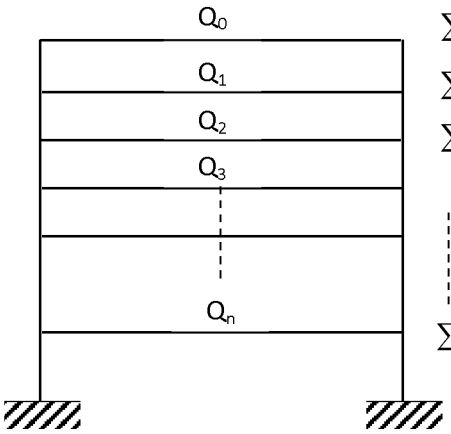
Q_i= surcharge d'exploitation de l'étage i.

N=numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n=surcharges d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

Niveaux	*7*	*6*	*5*	*4*	*3*	*2*	*1*	*RDC*	*SOUS SOL*
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,714	0,687	0,666

Tableau II.7 : les valeurs des coefficients de dégression des charges.



$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0{,}95.(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots Q_n) \quad \text{pour} \quad n \geq 5$$

Avec : Q_0 = 1 x 16,06 =16,06 KN

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots\ldots\ldots\ldots = Q_7$= 1 ,50 x 16,06=24,09 KN

$Q_{sous-sol}$ = 3,5 x 16.06= 56,21 KN

On aura les surcharges suivantes :

$Q_0 = 1 \times 16{,}06 = 16.06$ KN

$Q_1 = 16{,}06 + 24{,}09 = 40{,}15$ KN

$Q_2 = 16{,}06 + 0{,}95(24{,}09 \times 2) = 61{,}83$ KN

$Q_3 = 16{,}06 + 0{,}90(24{,}09 \times 3) = 81{,}10$ KN

$Q_4 = 16{,}06 + 0{,}85(24{,}09 \times 4) = 97{,}96$ KN

$Q_5 = 16{,}06 + 0{,}80(24{,}09 \times 5) = 112{,}42$ KN

$Q_6 = 16{,}06 + 0{,}714(24{,}09 \times 6) = 119{,}26$ KN

$Q_7 = 16{,}06 + 0{,}687(24{,}09 \times 7) = 131{,}90$ KN

$Q_{sous\text{-}sol} = 16{,}06 + 0{,}666(24{,}09 \times 7 + 56{,}21) = 165{,}80$ KN

4.5.Tableau récapitulatif de la descente des charges :

Niveaux	Charge permanente [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Efforts normaux	Section du poteau [cm^2]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_C	$N=G_C+Q_C$ [KN]	Section trouvée :N/σ_{adm}	Section adoptée
7	93,63	19 ,37	5,98	118,98	118.98	16,06	16,06	135,07	90,04	35x35
6	83,51	19,37	5,98	108,86	227,84	24,09	40,15	267,99	178,66	35x35
5	83,51	19,37	5,98	108,86	336,70	24,09	64,24	400,94	267,29	35x35
4	83,51	19,37	5,98	108,86	445,56	24,09	88,33	533,89	355,92	40x40
3	83,51	19,37	5,98	108,86	554,42	24,09	112,42	666,84	444,56	40x40
2	83,51	19,37	5,98	108,86	663,28	24,09	136,51	799,79	533,19	40x40
1	83,51	19,37	5,98	108,86	772,14	24,09	160,60	932,74	621,82	40x40
RDC	83,51	19,37	5,98	108,86	881,00	24,09	184,69	1065,69	710,46	45x45
Sous-sol	83,51	19,37	8,10	110,98	991,98	56,21	240,90	1232,88	821,92	45x45

Tableau II.8 : récapitulation de la descente des charges

4.6.Vérification des sections selon RPA99 (Art 7.4.1) :

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeurs calculées[cm]	Observation
30x30	Min (b,h)≥25	Min (b,h)=30	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥h_e/20	h_e/20=15,3	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	*b/h= 1*	Condition vérifiée
35x35	Min (b,h)≥25	Min (b,h) = 35	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥h_e/20	h_e/20 = 15,3	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	*b/h = 1*	Condition vérifiée
40x40	Min (b,h)≥25	Min (b,h) =40	Condition vérifiée
	Min (b,h)≥h_e/20	h_e/20 =20.0	Condition vérifiée
	1/4≤b/h≤4	*b/h= 1*	Condition vérifiée

Tableau II.9 : vérification des sections selon RPA99 (Art 7.4.1)

- **D'après le tableau toutes les sections des poteaux sont admissibles.**

4.7. Vérification des poteaux au flambement :

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

-Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement (λ :)

$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$ **Avec** : λ : l'élancement du poteau

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration.

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ Où $\left(I = \sqrt{\frac{bh^3}{12}} \quad ; \quad B = bh \right)$

$L_f = 0{,}7\, l_0$ (Poteau encastré-encastré)

I : inertie du poteau.

B : section du béton.

l_0 : longueur libre délimitée par les faces supérieures de deux planchers successifs.

ab : section transversale du poteau.

$$\frac{Lf}{i} = \frac{0{,}7l0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0{,}7L0}{\sqrt{\frac{\frac{bh3}{12}}{bh}}} = \frac{0{,}7L0\sqrt{12}}{h}$$

L_0 = 4.00 – 0,40= 3,6 m pour les poteaux du sous-sol (40 x40) $\longrightarrow$ $\lambda = 21{,}82 < 50\ OK.$

L_0 = 3,06 – 0,40 = 2,66 m pour les poteaux de RDC (40x40) $\longrightarrow$ $\lambda = 21{,}07 < 50\ OK.$

L_0 = 3,06 – 0,40 = 2,66 m pour les poteaux de EC (35x35) $\longrightarrow$ $\lambda = 21{,}07 < 50\ OK.$

L_0 = 3,06 – 0,40 = 2,66 m pour les poteaux de EC (30x30) $\longrightarrow$ $\lambda = 21{,}07 < 50\ OK.$

Résume :

Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur **(RPA 99 ; BAEL 91 ;DTR BC2.2)**, on adopte les valeurs finales suivantes :

-**Les planchers** :

- $(16+4)\ cm \Longrightarrow$ e= 20cm

-**Les poteaux :**

- Poteaux du sous-sol et de RDC (40x 40) cm^2
- Poteaux d'étages courants du 1^{ere} jusqu'à 5^{eme} étage (35 x35) cm^2
- Poteaux d'étages courants du 6^{eme} et 7^{eme} étage (30x30) cm^2

-**Les poutres** :

- les poutres principales : $(30\times 40)\ cm^2$
- les poutres secondaires : $(25x30)\ cm^2$

-**Les voiles** :

Une épaisseur de 20 cm

INTRODUCTION :

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications.

I. LES PLANCHERS *:* Le pré dimensionnement a été effectué au chapitre II, donc nous avons à ferrailler la dalle de compression et les poutrelles.

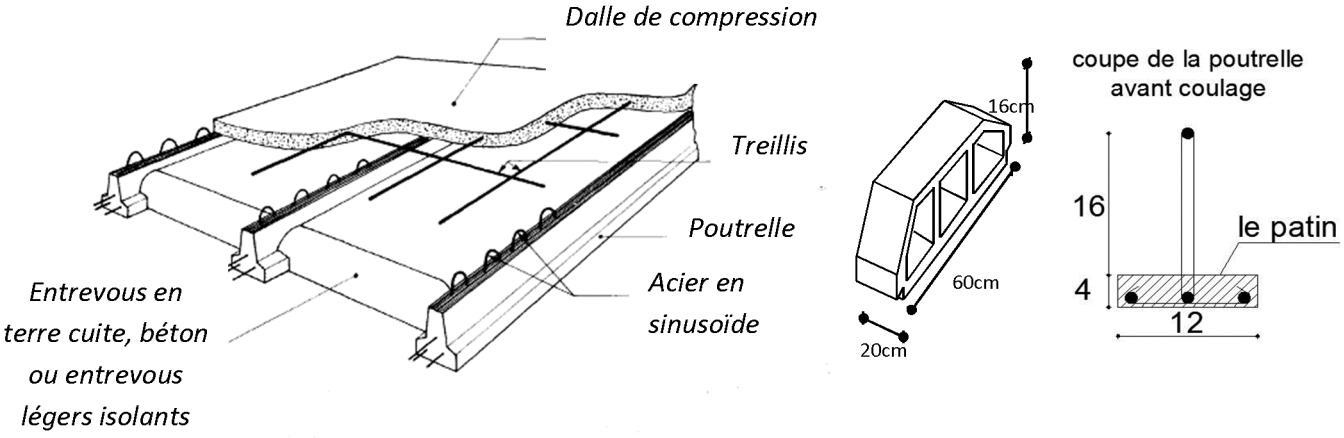


Fig III.1 : Eléments d'un plancher.

1. LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression coulée sur place doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser selon le : [BAEL 91/B.6.8,423]

* 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

* 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections de ces armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles : BAEL (Art B.6.8.423)

Armatures principales $A \perp \geq \frac{4\ell}{fe}$

Avec ℓ : la distance entre l'axe des poutrelles : $50cm \leq \ell \leq 80cm$

$$A \perp \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \ cm^2 / m\ell$$

Soit : $4HA4 = 0,5 \ cm^2 / ml$

Avec un espacement $e = 25cm$

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

4HA4ml

$$A// \geq \frac{A\perp}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315\ cm^2/m\ell$$

Soit : $4HA4 = 0,5cm^2 / ml$

Avec : Un espacement $e = 25\ cm$

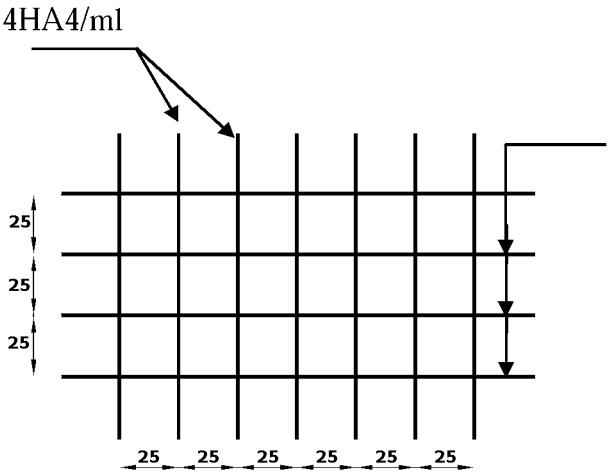


Fig III.2 : schéma du treillis soudé.

2. CALCUL DES POUTRELLES :

a. Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en **T**, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, et celui de la dalle de compression, ainsi que les surcharges revenant au plancher.

b. Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL 91/Art.4.3.1) :

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

1) 1/2 de la distance entre parement de deux nervures voisines ;
2) 1/10 de la portée des poutres ;
3) 2/3 de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.
4) 1/40 de la somme des portés encadrant l'appui augmenté des 2/3 de la distance de la section considérée à cet appui

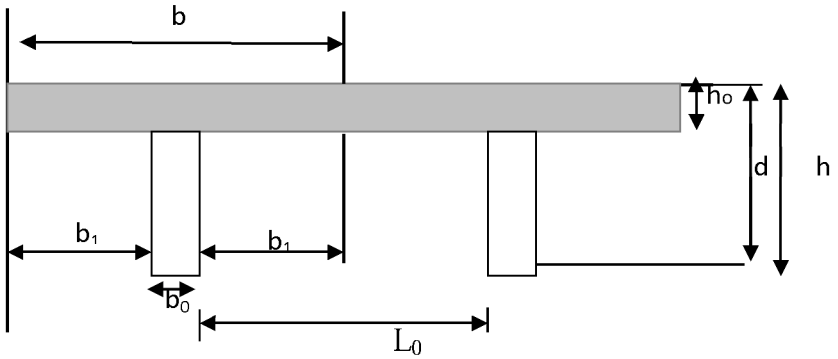


Fig III-3: construction de la section en Té

h = 20cm ; h_0 = 4cm ; d = 18cm ; b_0 = 12cm
L : Portée de la travée (L = 4,58cm)

L_0 : Distance entre parement de deux nervures voisines (L_0 = 65cm)
h_0=épaisseur de la dalle de compression (4cm)
b_1 : Min $(\frac{458}{10}, \frac{(65-12)}{2}) = 26.5cm$

c. Charges permanentes et charges d'exploitation :

➢ **E .L.U :**

- **Plancher terrasse :**
  Poids propre du plancher ..... $G = 5,83 \cdot 0,65 = 3,789\ kN/ml$

  Surcharge d'exploitation ..... $Q = 1 \cdot 0,65 = 0,65\ kN/ml$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (3,789) + 1,5 \cdot (0,65) = 6,090kN/ml$$
$$qu = 6,090Kn/ml$$

- **Plancher d'étage courant :**
  Poids propre du plancher ..... $G = 5,20 \cdot 0,65 = 3,38\ kN/ml$

  Surcharge d'exploitation (usage d'habitation).... $Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,975\ kN/ml$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (3,38) + 1,5 \cdot (0,975) = 6,026kN/ml$$
$$q_u = 6,026kN/ml$$

➢ **E.L.S :**

- **Plancher terrasse :**
  Poids propre du plancher ..... $G = 5,83 \cdot 0,65 = 3,789\ kN/ml$

  Surcharge d'exploitation ..... $Q = 1 \cdot 0,65 = 0,65\ kN/ml$

$$qs = G + Q = (3,789) + (0,65) = 4,439kN/ml$$
$$qs = 4,439KN/ml$$

- **Plancher d'étage courant :**
  Poids propre du plancher ..... $G = 5,20 \cdot 0,65 = 3,38\ kN/ml$

  Surcharge d'exploitation (usage d'habitation).... $Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,975\ kN/ml$

$$qs = G + Q = (3,38) + (0,975) = 4,355kN/ml$$
$$qs = 4,355kN/ml$$

d. Choix de la Méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

❖ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. **Principe de la méthode : (BAEL91/(modifier 99)Art B.6.2,211) :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments en appuis, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant (M_0) dans la travée dite de comparaison, c'est -a- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

2. **Domaines d'application de la méthode : (BAEL91/ (modifier99) Art B.6.2,210) :**

- La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire :

$Q \leq \max (2G ; 5\ KN/ml)$.

On a : G = = 3,38 KN/ml.

Q = = 0,975 KN /ml.

$Q \leq \max (2x3,38 ; 5\ KN/ml) = \max(6,76 ; 5\ KN/ml) = 6,76\ KN/ml$.

Q = 0,97 KN/ml ≤ 6,76 KN/ml …… **(Condition vérifiée).**

- Moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées. ……..**(Condition vérifiée).**
- Les fissurations sont considérées comme non préjudiciable ……**(Condition vérifiée).**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8et 1.25

$$\left.\begin{aligned} \frac{L_1}{L_2} &= \frac{3,75}{3,25} = 1,15 \\ \frac{L_1}{L_2} &= \frac{3,25}{3,45} = 0,94 \\ \frac{L_1}{L_2} &= \frac{3,45}{3,25} = 1,06 \\ \frac{L_1}{L_2} &= \frac{3,25}{3,75} = 0,86 \end{aligned}\right\}$$

…… **(Condition vérifiée).**

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable.

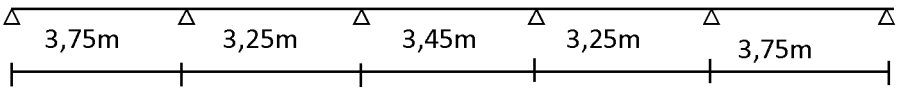


Fig III 4 : Schémas statique des poutrelles.

3. Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ dont :

L : longueur entre nus des appuis.
MW : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
Me : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
Mt : Moment maximal en travée dans la travée considérée.
Les valeurs MW, Me, Mt, doivent vérifier les conditions suivantes :

$Mt \geq \max\{1,05 ; (1+ 0,3\alpha)\ M0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

$M_t \geq \frac{1-0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire

$M_t \geq \frac{1,2-0.3\alpha}{2} M_0$ dans la travée de rive

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

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

4. Application de la méthode :

Calcul du rapport de charges **α**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{3.38+0.975} = 0.223 \Longrightarrow \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right) \quad \text{... condition verifiée}$$

a. Calcul à L'ELU :

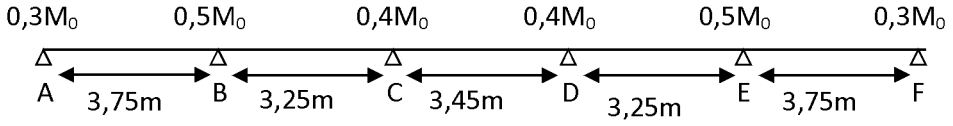


Fig III.5 : schéma des moments isostatique de la poutrelle.

❖ ***Calcul des moments fléchissant :***

- ***Calcul de moment isostatique :***

$$M_{01} = M_{05} = 6,026 \times \frac{(3,75)^2}{8} = 10,59\,KN.m$$

$$M_{02} = M_{04} = 6,026 \times \frac{(3,25)^2}{8} = 7,95\,KN.m$$

$$M_{03} = 6{,}026 \times \frac{(3{,}45)^2}{8} = 8{,}96\,KN.m$$

- ***Calcul des moments aux appuis :***

$M_A = M_f = 0{,}3\ M_{01} = 3{,}177$ KN.m

$M_B = M_E = 0{,}5\ M_{02} = 3{,}975$ KN.m

$M_C = M_D = 0{,}4\ M_{03} = 3{,}584$ KN.m

- **Calcul des moments en travées :**

✓ **Les travées de rives :**

** travée AB :*

$$M_{AB}^{\ t} \geq \left(\frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_{01}$$

$$M_{AB}^{\ t} \geq \max\left[1{,}05\,M_{01};(1+0.3\alpha)\,M_{01}\right] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$1+0.3\alpha = 1,\ 0669 > 1{,}05 \Longrightarrow$ OK

$$\left.\begin{array}{l} M_{AB}^{\ t} \geq -\dfrac{3{,}177 + 3{,}975}{2} + (1.0669 \times 10{,}59) = 7{,}72\,KN.m \\ M_{AB}^{\ t} \geq \left(\dfrac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\right) M_{01} = 6{,}70\,KN.m \end{array}\right\}$$ On prend : **M_{AB}^{t}=7,72KN.m**

**la travée EF :*

$$M_{AB}^{\ t} = M^{t}{}_{EF} = 7{,}72\,KN.m$$

✓ **Les travées intermédiaires :**

**travée BC :*

$$M_{BC}^{\ t} \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{02}$$

$$M_{BC}^{\ t} \geq \max\left[1{,}05\,M_{02};(1+0.3\alpha)\,M_{02}\right] - \frac{M + M_C}{2}$$

$1+0.3\alpha = 1{,}0669 > 1{,}05 \Longrightarrow$ OK

$$\left.\begin{array}{l} M_{BC}^{\ t} \geq -\dfrac{3{,}975 + 3{,}584}{2} + (1.0669 \times 7{,}95) = 4{,}70\,KN.m \\ M_{BC}^{\ t} \geq \left(\dfrac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_{02} = 4{,}24\,KN.m \end{array}\right\}$$ on prend : **M_{BC}^{t}=4,70KN.m**

travée DE :

M_{BC}^{t}=M_{DE}^{t} = 4.70KN.m

travée CD :

$$M_{CD}^{t} \geq -\frac{3,584+3,584}{2} + (1.0669 \times 8,96) = 5,98\,KN.m$$

$$M_{BC}^{t} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_{03} = 4,78\,KN.m$$

} on prend : **M_{CD}^{t}=5,98KN.m**

- **calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

✓ ***Travée AB :***

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{3,975 - 3,177}{3,75} + \frac{6.026\,x3,75}{2} = 11,51\,KN$$

$$T_B = \frac{3,975 - 3,177}{3,75} - \frac{6.026\,x3,75}{2} = -11,08\,KN$$

✓ ***Travée BC :***

$$T_B = \frac{3,584 - 3,975}{3,25} + \frac{6.026\,x3,25}{2} = 9,67\,KN$$

$$T_C = \frac{3,584 - 3,975}{3,25} - \frac{6.026\,x3,25}{2} = -9,91\,KN$$

✓ ***Travée CD :***

$$T_C = \frac{3,584 - 3,584}{3,45} + \frac{6.026\,x3,45}{2} = 10,39\,KN$$

$$T_D = \frac{3,584 - 3,584}{3,45} - \frac{6.026\,x3,45}{2} = -10,39\,KN$$

✓ Travée DE :

$$T_D = \frac{3,975 - 3,584}{3,25} + \frac{6.026\,x3,25}{2} = 9,91\,KN$$

$$T_E = \frac{3,975 - 3,584}{3,25} - \frac{6.026\,x3,25}{2} = -9,91\,KN$$

✓ **Travée EF :**

$$T_E = \frac{3{,}177 - 3{,}975}{3{,}75} + \frac{6.026\,x3{,}75}{2} = 11{,}08\,KN$$

$$T_F = \frac{3{,}177 - 3{,}975}{3{,}75} - \frac{6.026\,x3{,}75}{2} = -11{,}51\,KN$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

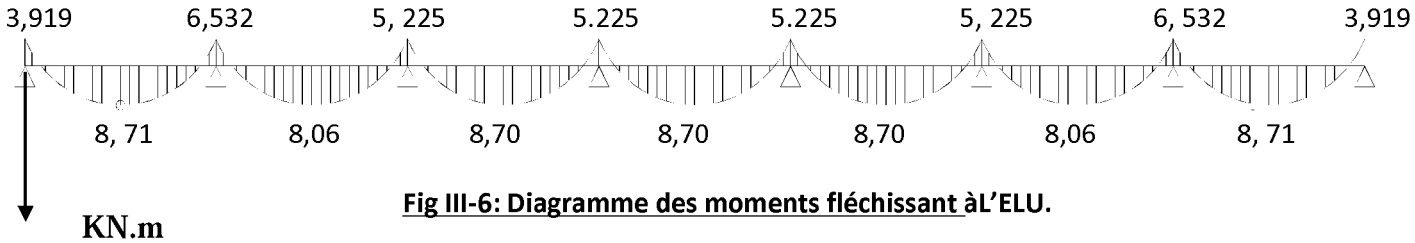


Fig III-6: Diagramme des moments fléchissant àL'ELU.

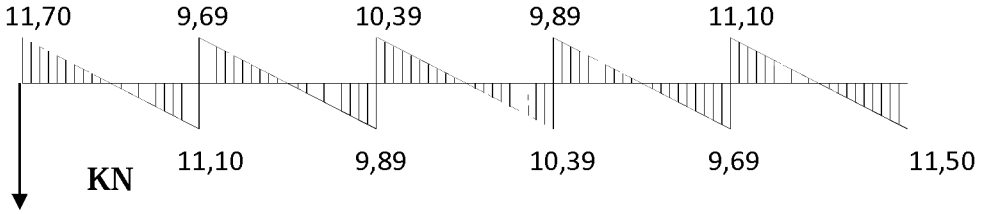
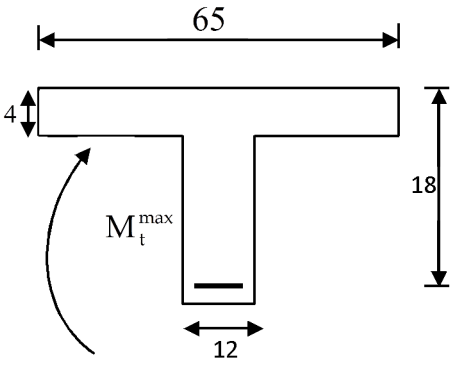


Fig. III-7 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

b. Calcul des armatures :

M^{max}_a= 3,975 KN.m

M^{max}_t=7,720KN.m



❖ **En travée :**

Le moment max en travée est de :M^{max}_t= 7,720KN.m

○ **Position de l'axe neutre (A.N)** :

Si : $M_t^{max} > M_{tab} \Rightarrow$ **A. N** est dans la nervure.

Si : $M_t^{max} < M_{tab} \Rightarrow$ **A.N** est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

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

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 (0,18 - \frac{0.04}{2}) \times 14.2 \times 10^3 \Rightarrow M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{max} < M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** de **(65x20).**

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,72 \times 10^3}{65 \times \overline{18}^2 \times 14,2} = 0.026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,72 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1,25\, cm^2$$

Soit : 2HA10=1.57cm²

❖ ***Aux appuis :***

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b_0 x h) : $M_a^{max} = 3,975$ KN.m

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,975 x 10^3}{12 \times \overline{18}^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,975 \times 10^3}{0,963 \times 18 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 0,659\, cm^2$$

Soit : 1HA12=1.13cm²

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91,Art A.7.2.2) :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12 \right) = 5.71 cm$$

On adopte : $2\Phi\ 6 \rightarrow A_t = 0.56\ cm^2$,Les armatures transversales seront réalisées par deux étriers de *HA*6

- **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0{,}9d\ .40cm) = \min(16{,}2\ .\ 40) = 16{,}2cm$$

Soit : S_t= 15cm constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante : (Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99) :

$$St = \frac{A_t . f_e}{b_0 . S_t} \geq 0.4MPa = \frac{1{,}57 \times 400}{12 \times 15} = 3{,}488\ MPa \geq 0.4\ MPa$$ **.....condition vérifiée**

c. Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la contrainte tangentielle : Art A5.1.2/BAEL91

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0{,}13\ f_{c28}\ ,\ 5MPa)$$ «Fissuration peu nuisible»

Avec T_u : effort tranchant maximal

T_u= 11,51KN

$$\bar{\tau}_u = \min(3{,}25\text{MPa}\ ,5\text{MPa}) = 3{,}25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{11{,}51 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}533MPa$$

$$\tau_u = 0{,}533\ MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}25\ MPa$$ **.....«Condition vérifiée»**

2. Condition de non fragilité :

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

❖ ***En travée :***

$$A_t = 1.57\ cm^2 > A_{min} = 0{,}26\ cm^2$$ .....**«Condition vérifiée»**

❖ ***Aux appuis :***

$$A_a = 1.13 cm^2 > A_{min} = 0{,}26 cm^2$$ .....**«Condition vérifiée»**

3. *Vérification de la contrainte d'adhérence :* (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 d \sum Ui} = \frac{11.51 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 10} = 1,13 MPa$

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

$\tau_{se} = 1,150 MP_a < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MP_a$ ……..«**Condition vérifiée»**

e. ***Influence de l'effort tranchant :*** **(Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u \prec \overline{\tau_u} \\ \tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 d} = \frac{11510}{180 \times 120} = 0.533 MPa \\ \overline{\tau_u} = \min\left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 MPa \right\} = 3.33 MPa \\ \tau_u = 0.542 MPa \prec 3.33 MPa \end{array}\right\} \Longrightarrow$$ ……..«**Condition vérifiée»**

c) Calcul de l'ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/ Art. A6.1.253)

$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}}$ avec : $\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$

$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$

$$ls = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 cm$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0.4ls** pour les aciers HA.

$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14,1 cm$.

d) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires : On doit vérifier que

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0,9d$$

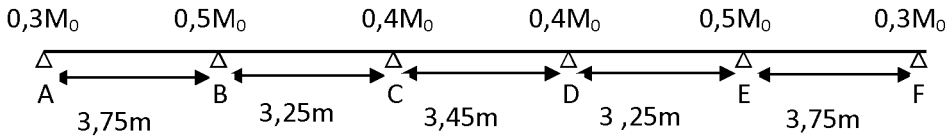
$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 MPa$

$\sigma_{bc}^{max} = \frac{11.51 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,60 < \bar{\sigma}_{bc}$ …… **«Condition vérifiée»**

4-4) CALCUL A L'ELS :

$$qs = G + Q = (3{,}38) + (0{,}975) = 4{,}355 kN/ml$$

$$qs = 4{,}355 kN/ml$$



❖ ***Calcul des moments fléchissants :***

- ***Calcul du moment isostatique :***

$$M_{01} = M_{06} = 4.355 \times \frac{(3{,}75)^2}{8} = 7{,}65 KN.m$$

$$M_{02} = M_{05} = 4.355 \times \frac{(3{,}25)^2}{8} = 5{,}75 KN.m$$

$$M_{03} = 4.355 \times \frac{(3{,}45)^2}{8} = 6{,}48 KN.m$$

- ***Calcul des moments aux appuis :***

$M_A = M_F = 0{,}3\ M_{01} = 2{,}295$ KN.m

$M_B = M_E = 0{,}5\ M_{02} = 2{,}875$ KN.m

$M_C = M_D = 0{,}4\ M_{03} = 2{,}592$KN.m

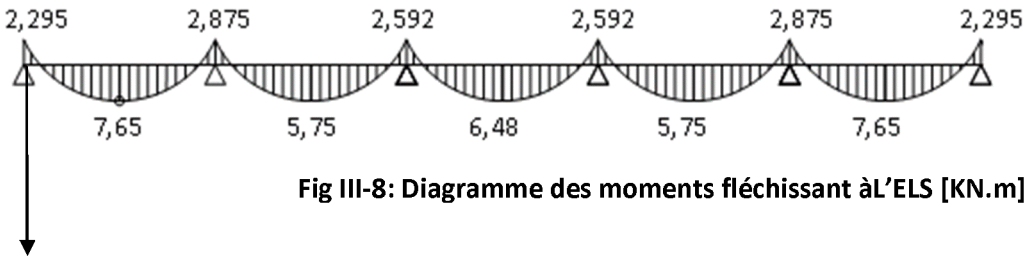


Fig III-8: Diagramme des moments fléchissant àL'ELS [KN.m]

KN

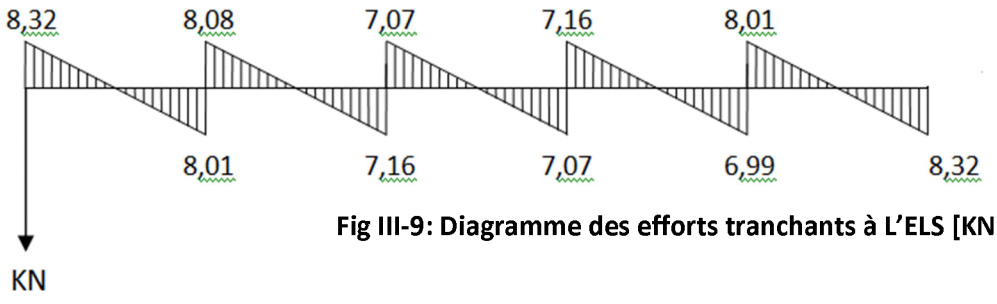


Fig III-9: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS [KN]

Vérification à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;

➢ **Etat limite de résistance de béton en compression : (Art .A.4.5,2/BAEL91 modifié99)**
La contrainte de compression est limitée à **:**

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

1. *En travée :*

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La section d'armatures adoptées à L'ELU en travée est **A_t= 1.57cm^2**

$$\rho_1 = \frac{100\,A_t}{b_0\,d} = \frac{100\times 1.57}{18\times 12} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0{,}877 \rightarrow \alpha = 0.369 \rightarrow \mathrm{K} = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.04$$

-Contrainte dans l'acier :

M^{max}_t= 5,57KN.m

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d\, A_t} = \frac{5{,}57\times 10^3}{0{,}877\times 18\times 1.57} = 224{,}74MPa < 348MPa \ldots\ldots\ldots\textbf{«Condition vérifiée»}$$

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.04\times 224{,}74 = 8{,}98\,MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{«Condition vérifiée»}$$

2. *Sur appuis :*

La section d'armatures adoptée à L'ELU sur appuis est A_{app}=1.13cm^2

$$\rho_1 = \frac{100\,A_a}{b_0\,d} = \frac{100\times 1.13}{18\times 12} = 0{,}523$$

$$\rho_1 = 0.523 \rightarrow \beta_1 = 0{,}891 \rightarrow \alpha = 0.327 \rightarrow \mathrm{K} = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.032$$

-Contrainte dans l'acier :M^{max}_a= 2,875KN.m

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2{,}875\times10^3}{0{,}891\times18\times1.13} = 158{,}64MPa < 348MPa \text{.....«Condition vérifiée»}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.032\times158{,}64 = 5{,}076\,MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa \text{ .....«Condition vérifiée»}$$

➢ **Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B68.424)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivante sont vérifiées.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{0.20}{3{,}75} = 0.053 \succ 0.044$ .....«Condition vérifiée»

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15\,M_0} = 0.053 \succ 0.048$ ..... .«Condition vérifiée»

3) $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e} = 0.007 \prec 0.009$ .....«Condition vérifiée»

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (l'épaisseur de la dalle est comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b_0 : largeur de la nervure

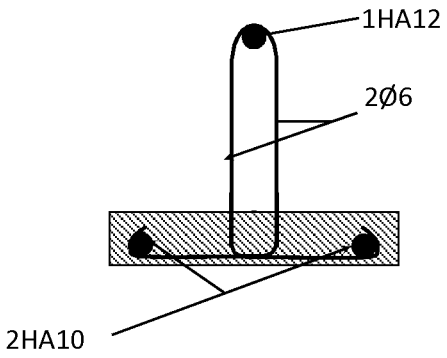
A_t= section d'acier en travée

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

Résumé III.1 : Après avoir effectué les calculs pour les différents éléments et vérifié les conditions selon les règlements en vigueur **; BAEL 91** , on adopte les armatures finales suivantes :

- **Aux appuis : 1HA12**
- **Aux travées : 2HA10**
- **étriers de : Ø6**

6) Ferraillage des poutrelles :



Ferraillage de poutrelle

II. CALCUL DES ESCALIERS :

DEFINITION : Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction ; ces derniers sont en béton armé coulé sur place ; ils sont constitués de pialasse et palier assimilée à des poutres isostatiques encastrées partiellement à leurs extrémités.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig. III.5

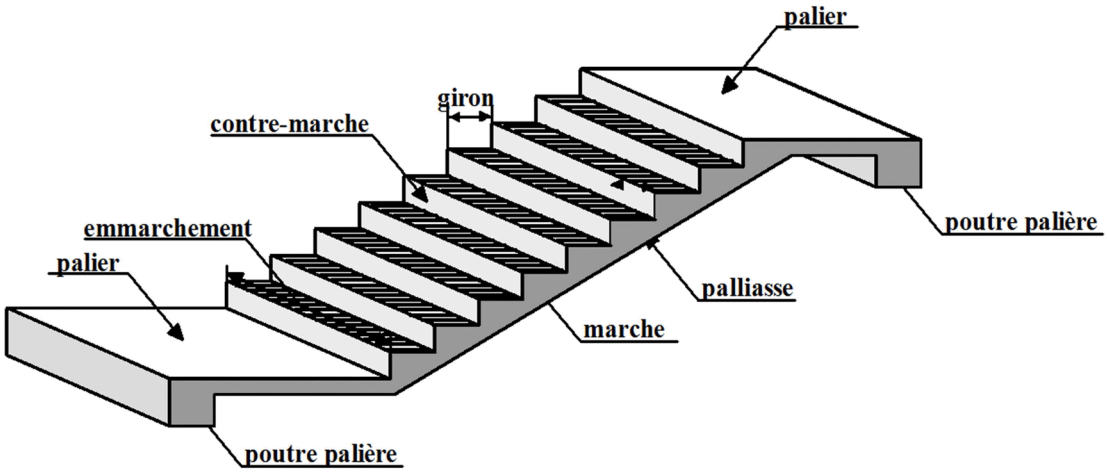


Fig.III.10 : Terminologie de l'escalier.

1. TERMINOLOGIE :

H : hauteur d'une volée.

h : hauteur de la contre marche.

g : largeur de la marche (giron).

n : nombre de contre marches.

n-1 : nombre de marches.

L : longueur de la volée.

e : épaisseur de la paillasse.

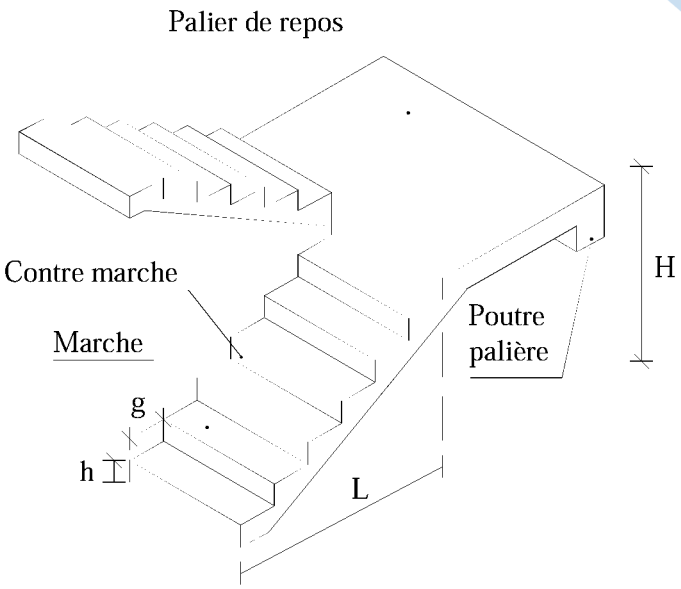


Fig III.11 : Vue d'ensemble d'un escalier

La formule de blondel : 60cm≤ 2h +g ≤ 64cm

Avec une hauteur d'étage de 3,06m, nous avons :

14cm ≤h≤20cm ⟹ h=17cm.

Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{18} = 9$ ⟹ n=8 contres marches.

On aura alors :

n-1=9-1=8marches reparties sur une volée.

La relation empirique qui lie **h** et **g** et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable est relation de **BLONDEL.**

60cm≤ 2h +g ≤ 64cm

Pour h=17cm, on aura : 60cm≤ g+2(17) ≤ 64cm => 24cm ≤ g ≤29cm

On prend : g=29cm.

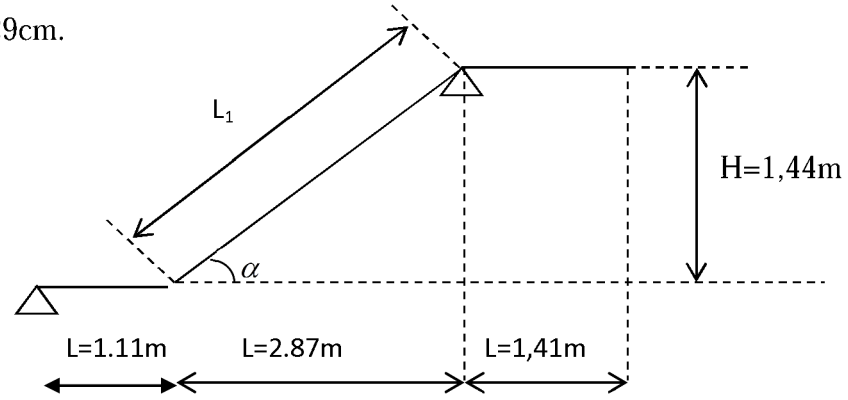


Fig III.12 coupe verticale de la volée d'étage courant

b) **l'épaisseur de la paillasse et du palier : d'après le BAEL91,**(e_p) est donnée par la relation :

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

L_0 : longueur totale entre nus d'appuis.

$tg\alpha = \frac{1.53}{2.87} = 0.533 \Longrightarrow \alpha = 28{,}06° \qquad \cos(\alpha) = 2.87/L_1$

$L_0 = 1.11 + \frac{2.87}{cos 28.06} = 4{,}36m$

$\frac{436}{30} \leq e_p \leq \frac{436}{20} \Longrightarrow 14{,}53cm \leq e_p \leq 21{,}8cm$

On prend : $e_p = 20cm$

N.B : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

2. DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. En considérant la poutre est simplement appuyée Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de **1ml** d'emmarchement, pour **1m** de projection horizontale.

- **Charges permanentes et surcharges d'exploitation (**selon : DTR BC2.2) :

- **La volée :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids en KN/m
Poids propre des marches	0.20	$\frac{25 \times 0.20}{2} = 2.5$
Poids propre de la paillasse	0.20	$\frac{25 \times 0.2}{\cos 28{,}06} = 5.66$
Revêtement en carrelage	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Couche de sable	0.02	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde corps		0.2
		G_v=9.6

Tableau III.3.1 : charges totales de la volée

➢ **Le palier :**

Eléments	Poids en KN/m
Poids propre de la dalle palière en BA	0,2x25x1=5
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Couche de sable	0.36
Enduit ciment	0.33
	G_p= 6,57

Tableau III.3.2 : charges totales du palier

N.B : La surcharge d'exploitation donnée par le DTR est la même pour la volée et le palier : Q = 2,5 KN/m

➢ **Charge revenant au mur** $P_u=\gamma_m$ x e_m x H_m = 2.36x0.25x3,01=1.78KN/ml

CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (L'ELU) :

a) ***Combinaison de charges à L'ELU :***

A L'ELU : q_U= 1.35G+1.5Q

- Volée : q^v_u= (1.35×9.6+1.5×2.5) =16.71KN/ml
- Palier : q^p_u= (1.35×6,57+1.5×2.5) =12,62 KN/ml
- Mur:P_u^m=1.35x1.78=2.40KN/ml

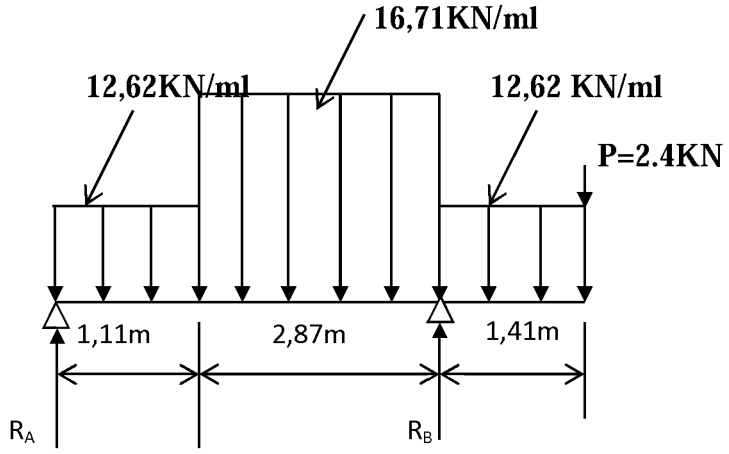


Fig III .13 Schéma statique de calcul à l'ELU.

b) Réaction d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

R_B = 56, 82 KN

R_A = 25,34 KN

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➢ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X (m)	T_y (KN)
0≤ x ≤ 1.11m	-12,62x+25,34	0	25,34
		1.11	11,33
1.11≤ x ≤ 3.98m	-16,71(x-1.11)-(12,62*1.11)+25,34	1.11	11,33
		3.98	-36,63
0≤ x ≤ 1.41	12,62x+2.4	0	2,4
		1.41	20,19

➢ **Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X (m)	M_Z (KN.m)
0≤ x ≤ 1.11m	$25,34\,x - 12,62\,\frac{x^2}{2}$	0	0
		1,11	20,35
1.11≤ x ≤3.98	$25,34x - 12,62*1.11(x-0.555) - 16.71\frac{(x-1.11)^2}{2}$	1,11	20,35
		3,98	-15,94
0≤x≤1.41m	$-2.4x - 12,62\frac{x^2}{2}$	0	0
		1,41	-15,94

➢ **Moment maximum :**

Dans le tronçon : 1.11≤x≤3.98m

M^{max} pour $T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Longrightarrow$ T_y= -16.71(x-1.11) -12,62*1.11 + 25,34

$X=\frac{29,89}{16.71} = 1.78m$ $\Longrightarrow$ x= 1.8m

$$M_{max}(1.8m) = 25,34x - 12,62 * 1.11(x - 0.555) - 16.71\frac{(x-1.11)^2}{2} = 24,19KN.m$$

$\Longrightarrow$ **M_{max}=24,19 KN.m**

Remarque :

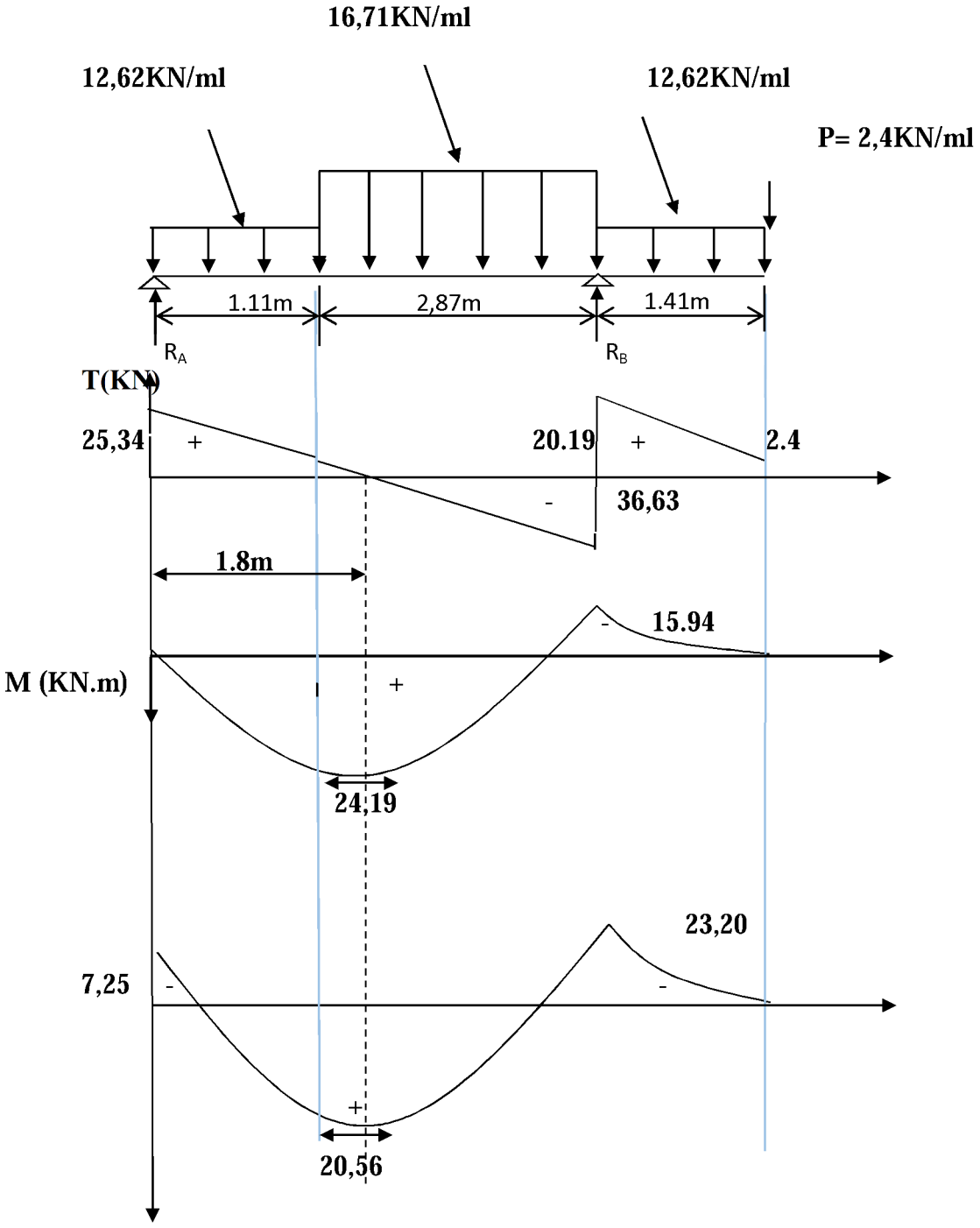
Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités les moments aux appuis et en travées seront affectés à des coefficients réducteurs (0.85) et (-0.3) respectivement.

En travée : $M^t = 0.85 \times M^{max} = 0.85 \times 24,19 = 20,56KN.m$

Aux appuis : $M^{ap} = -0.3 \times M^{max} = -0.3 \times 24,19 = -7,25KN.m$

$M_{appuis\ B} = (-15.94) + (-7,25) = -23,20$ KN.m

- **diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

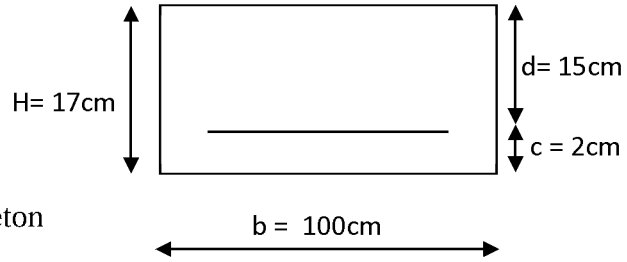


FigIII.14 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

d) Calcul des armatures :

Calcul des armatures **en flexion simple** pour une bande de 1m, d = 15cm

$$\mu_a = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}}$$ Avec :



M : moment supporté par la section

f_{bu} : contrainte limite de compression dans le béton

b et d :dimension de la section.

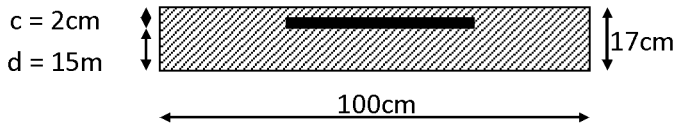
❖ **Aux appuis :**

♦ **Armatures principales :**

$$M_{ap} = 23,20KN.m$$

$$\mu_{ap} = \frac{M_{ap}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{23,20\times10^3}{100\times15^2\times14,2} = 0,072 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)



$$\mu_a = 0,072 \Rightarrow \beta_u = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_{ap}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{23,20\times10^3}{0,963\times15\times348} = 4,62cm^2$$

On opte pour :5HA12 ($A_a = 5,65cm^2$) avec un espacement de S_t =20cm.

♦ **Armatures de répartition :**

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

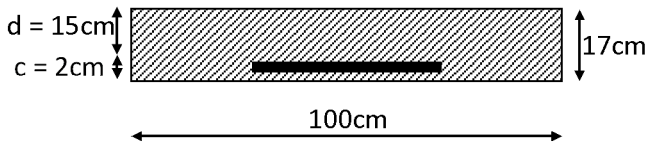
Soit 4HA8=2.01cm^2 avec un espacement S_t =25cm.

❖ **En travées :**

$$M_t = 20,56KN.m$$

♦ **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{20,56\times10^3}{100\times15^2\times14,2} = 0,064 < \mu_r = 0,392$$



$\Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,064 \Rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{20,56\times10^3}{0,967\times15\times348} = 4,07\,cm^2$$

On opte pour : 4HA12 (A_t = 4,52cm²) avec un espacement de S_t =25cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r{}^t = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\,Cm^2$$

On opte pour : $\mathbf{A_r^t}$=4HA8 (A_{rt} = 2.01cm²), avec S_t = 25cm.

e) VERIFICATION A L'ELU :

1) Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{min} = 0,23bd\frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23\times100\times15\times\frac{2,1}{400} = 1,8cm^2$$

- Aux appuis : Aa = 5HA12 = 5,65cm² > A_{min} = 1,8cm²…… ***La condition est vérifiée***

- En travées : A_t = 4HA12= 4,52cm² > A_{min} = 1,8cm²…….. . ***La condition est vérifiée***

2) Espacement des barres :

- **Armatures principales :**

Aux appuis : e = 20m
En travées : e = 25cm
} < min {3h, 33cm} = 33cm…… ***La condition est vérifiée***

- **Armatures de répartition :**

Aux appuis : e =25cm
En travées : e = 25cm
} < Min {4h, 45cm} = 45cm……***La condition est vérifiée***

- **Vérification aux cisaillements : (BAEL91, Art A.5.1.21)**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

T_{umax} = 36,63KN

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{36,63\times10^3}{1000\times150} = 0,24\,MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13\,fc_{28}\ ;\ 5MPa\} = 3,25MPa$$

τ_u = 0,24MPa < $\bar{\tau}_u$ =3,25MPa …… ***La condition est vérifiée.***

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

Il faut vérifier que : $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se} = \Psi_S . ft_{28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa(pour les aciers H.A on a Ψ=1.5)

$$\tau_{Se} = \frac{T_y^{max}}{0{,}9d\sum U_i} \qquad \text{Avec}$$

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

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{Se}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 4$ x 3,14 x 1,2 = 15,072cm

$$\tau_{se} = \frac{36{,}63 \times 10^3}{0{,}9 \times 150 \times 150{,}72} = 1{,}8\,\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1{,}8$MPa < $\bar{\tau}_{Se} = 3{,}15$MPa pas de risque d'entrainement des barres

…… ***La condition est vérifiée.***

4) Ancrage des armatures aux appuis (:Art A6.1.22/BAEL91)

Il correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_S = \frac{\phi . fe}{4\bar{\tau}_S} \qquad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0{,}6\psi_s^2 ft_{28} = 2{,}835\text{MPa}$$

$$L_S = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32\ \text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la langueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEL est au moins égale **0.4Ls** pour les aciers HA :

$L_c = L_s$ x 0,4 = 42,32 x 0,4 = 16.928 cm On prend L_c =17cm

5) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.11/BAEL91) :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 2 \times \frac{36{,}63\ X\ 10^3}{1000 \times 0.9 \times 150} = 0.54MPa$$

$\frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16MPa > 0.54MPa$……***condition vérifiée.***

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

6-1) Influence sur le béton :

On doit vérifier que : $\mathbf{Tu^{max}} = 36{,}63\text{KN} < Tu = \frac{0.4 \times fc28 \times a \times b}{\gamma b}$

Avec : a=0.9d=0,9x15=13,5cm

$$\boldsymbol{Tu} = \frac{0.4x25x10^3}{1.5} \times 0{,}135 \times 1 = 900KN$$

$\mathbf{T_u} > \boldsymbol{Tu}^{max}$ ..... *Condition vérifiée.*

6-2) Influence sur les aciers :

$$A \geq \frac{\gamma_b}{f_e}(T_u^{\max} + M_a / 0.9d) = \frac{1.15}{400}(36{,}63 + 7{,}25 \times 10^3 / 13{,}5) = 1.55cm^2$$

$\mathbf{A} = 4.52\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_b}{f_e}(T_u^{\max} + M_a / 0.9d) = 1.55cm^2$ ..... ***condition vérifiée***

III.C.) CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (L'ELS) :

- **Combinaison des charges :**

A L'ELS : $q_S = G+Q$

- Volée : q_u= (9.6+2,5) =12,10KN/ml
- Palier : q_u= (6,57+2,5) =9,07 KN/ml
- Mur :qu=1.78KN/ml

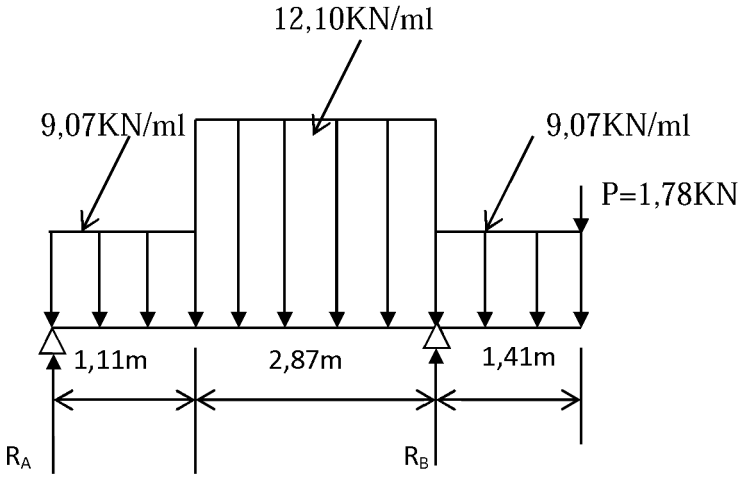


Fig III .22 : Schéma statique de calcul à l'ELS

a)Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$\sum F = 0$ $R_A+R_B = 59,36KN$

$\sum M/A = 0$

$R_B = 41,08KN$

$R_A = 18,28KN$

a) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants:

➢ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X (m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1.11m$	-9,07(x)+18,28	0	18,28
		1.11	8,21
$1.11 \leq x \leq 3.87m$	-12,1(x-1.11)-9,07*1.11+18,28	1.11	8,21
		3.98	-26,51
$0 \leq x \leq 1.41$	9,07(x)+1.78	0	1.78
		1.41	14.56

➢ **Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X (m)	M_Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.11m$	$18,28x - 9,07\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.11	14,7
$1.11 \leq x \leq 3.87$	$18,28x - 9,07*1.11(x-0.555) - 12,10/2(x-1.11)^2$	1.11	14,7
		3.87	-8,72
$0 \leq x \leq 1.41m$	$-1.78x - 9,07\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.41	-11.52

- **Moment maximum :**

Dans le tronçon : 1.11≤x≤3,87m

M^{max} pour $T_y(x)=\frac{dM(x)}{dx}=0 \Longrightarrow$ T_y =-12,10(x-1.11)-9,07*1.11+18,28

$X=\frac{21,65}{12,1}=1,78m \Longrightarrow$ x= 1,8m

$$Mz(1.8m)=18,28x-9,07*1.11(x-0.555)-12,10/2(x-1.11)^2$$

$\Longrightarrow$ **M_{max}=17,47 KN.m**

Remarque :

A fin de tenir compte des semi- encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Aux appuis : M^{ap} = -0.3 ×M^{max} = - 0.3× 17,47= -5,24KN.m

M_B=-8,72-5,24= -13,96KN.m

En travée : M^t = 0.85 ×M^{max}= 0.85 × 17,47= 14,85KN.m

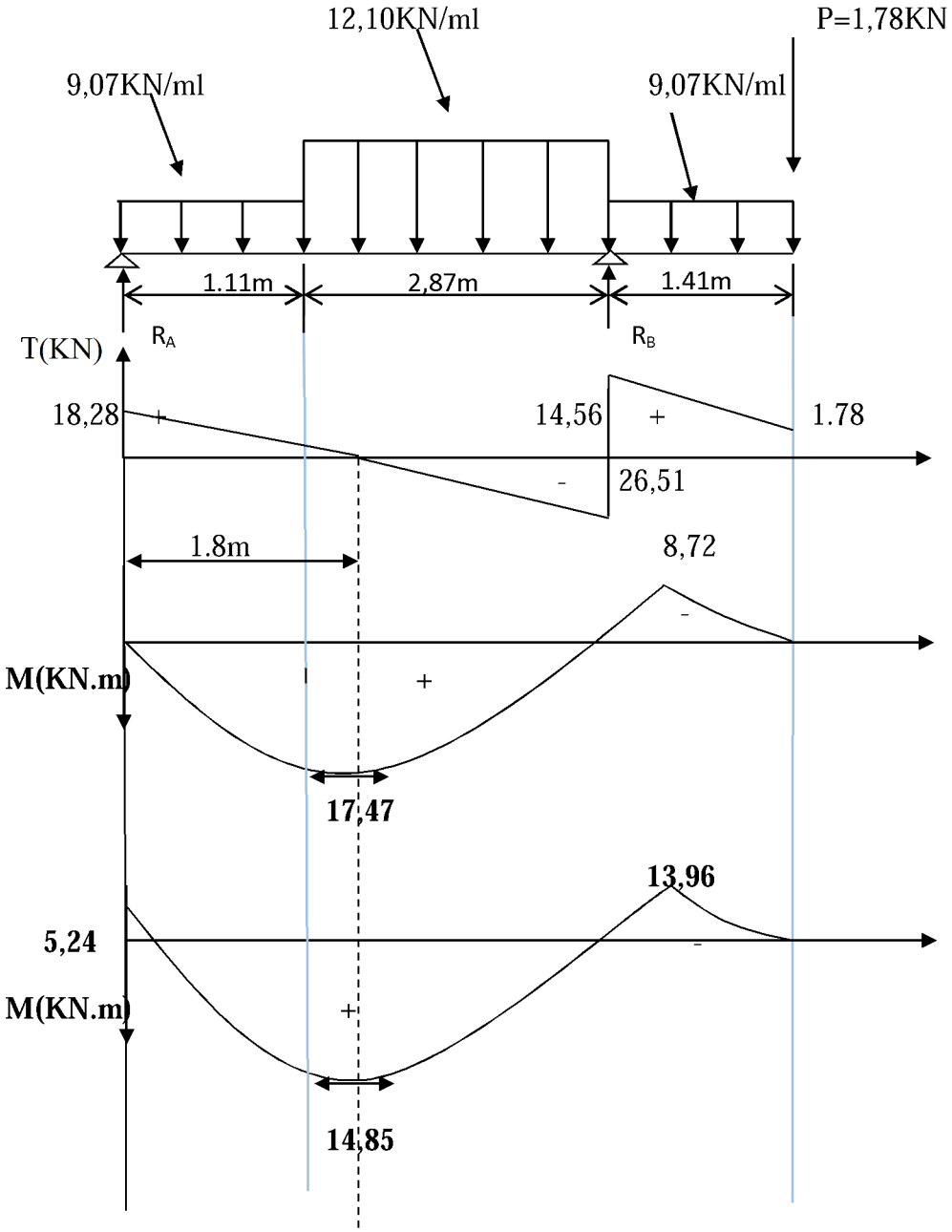


Fig III.23: Diagrammes efforts tranchants et des moments fléchissants à L'ELS.

3. Vérification à l'ELS :

➢ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.3.2)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➢ **Etat limite de résistance de béton à la compression (Art. A5.3.2/BAEL91) :**

La contrainte de compression est limitée à $\sigma_{bc}=0.6f_{c28}=0.6x25=15MPa$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

- **En travées :** $At = 4.52cm^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times 4.52}{100\times 15} = 0{,}301$$

$\rho = 0{,}3 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}913 \Rightarrow \alpha_1 = 0{,}261 \Rightarrow$

α =0,261 $\Rightarrow$ K=42.47

■ **La contrainte dans les aciers** est :

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t.\beta d} = \frac{14{,}87x10^3}{4{,}52\times 0.913\times 15} = 240{,}22\,\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 240{,}22 \le \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$ ..... **La condition est vérifiée.**

■ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{240{,}22}{42.47} = 5{,}65MPa$$

σ_{bc} **= 5,65 <** $\overline{\sigma}_{bc}$ **= 15MPa** .....**La condition est vérifiée.**

-**Aux appuis :** A_a = 5,65cm²

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times 5{,}65}{100\times 15} = 0.376$$

$\rho = 0{,}376 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}905$, $\alpha_1 = 0{,}285$

$\alpha_1 = 0.285 \Rightarrow$ K = 37,63

■ **La contrainte dans les aciers** est :

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_t.\beta d} = \frac{13{,}96x10^3}{5{,}65\times 0{,}905\times 15} = 182{,}01\,\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 182{,}01 \le \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$ ..... **La condition est vérifiée.**

■ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{240{,}22}{37{,}63} = 6{,}38$$

σ_{bc} **= 6,38 MPa <** $\overline{\sigma}_{bc}$ **= 15MPa** .....**La condition est vérifiée.**

➢ **Vérification de la flèche :(BAEL91/Art B.6.5.2)**

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

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{3,69} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ .....***condition non vérifiée***

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{3,69} = 0.046 < \frac{7.48}{10\times8.8} = 0,085 \Rightarrow$ .....***condition non vérifiée***

c) $\frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{100x15} = 0,003 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ .....***condition vérifiée***

- ***Calcul de la flèche :***

$$f = \frac{5qL^4}{348E_V I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{369}{500} = 0.74cm$$

Avec :

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86\ MPa$$

Avec : f : flèche due au déformation.

E_v: module de déformation différée.

I_{fv}: moment d'inertie fictif de la section.

L : longueur de travée

1-Calcul de la section homogène :

$B_0 = b\ x\ h\ + 15\ A_t$

$B_0 = 100x17 + 15\ x\ 4,52 = 1767,8\ cm^2$

$$v_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0} = \frac{\frac{100x17^2}{2} + 15x4,52x15}{1767,8} = 8,75cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 17 - 8,75 = 8,25cm$$

2-Calcul de I_{fv} :

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)^2$$
$$= \frac{100}{3}(8,75^3 + 8,25^3) + 15x4,52(8,25 - 2)^2 = 42796,34\ cm^4$$

3-Enfin :

$$f_v = \frac{5x12,1x3,69^4}{384x10818,86x42796,34 \times 10^{-8}} = 6,3\ mm$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{369}{500} = 0{,}74\ cm$$

$f_v = 0{,}63cm < \overline{f} = 0{,}74cm$ ⟹ ***condition verifiée***

DONC : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Résumé III.2 : après toutes vérifications, nous avons adopté le ferraillage suivant :

Armatures longitudinales :

- ✓ **Armatures en travée : 4HA12/ml=4.52cm² avec un espacement de 25cm.**
- ✓ **Armatures en appuis : 5HA12/ml=5,65cm² avec un espacement de 20cm.**

Armatures transversales :4HA8/ml=2.01cm² avec un espacement de 25cm

III. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension $(b \times h)$. Elle se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage. Elle est soumise à son poids propre, le poids du mur et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

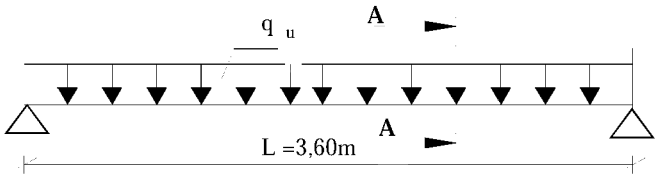


Fig III.24 : schéma statique de la poutre palière

1. Pré dimensionnement :

- ***La hauteur :*** $\frac{L}{15} \le h_t \le \frac{L}{10}$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

h_t : la hauteur de la poutre.

$L = 3{,}60m$

$$\frac{360}{15} \le h_t \le \frac{360}{10} \Rightarrow 24cm \le h_t \le 36m$$

On adopte : **ht = 35 cm**

- ***La largeur :*** *la largeur b est donnée par la relation suivante:*

$0{,}4h_t \le b \le 0{,}7h_t \Rightarrow$
$14 \le b \le 24{,}5$

On adopte : **b=30cm**

- *Recommandations du **RPA99 (Art .7.4.1)** :*

$$\begin{cases} h_t \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \dfrac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{on a} \quad \begin{cases} h_t = 35cm \geq 30cm \\ b = 30cm \geq 20cm \\ \dfrac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \end{cases} \qquad b = 30cm$$

La poutre aura pour dimensions : b x h= (30x35) cm^2

- ***Détermination des charges :***

-poids propre de la poutre : G = 25x0.35x0.30 = 2.625 KN/m

- Charge d'exploitation : Q = 2,5 KN/m

- Effort tranchant à l'appui :

ELU : T_u = 36,63 KN

ELS : T_s = 26,51 KN

2. Calcul à L'ELU :

a. Calcul des efforts internes :

q_u= 1.35G +T_u

q_u = 1,35(2.625) + 36,63=40,17 KN/ml

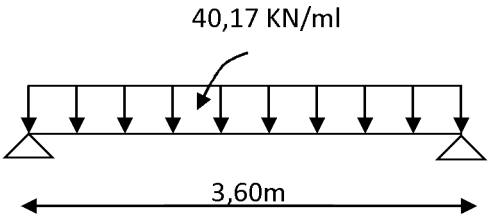
❖ **Les réactions d'appuis :**

R_A + R_B = 144,61 KN

R_A = R_B = 72,3 KN

❖ **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{40,17 \times 3,6^2}{8} = 65,07\,kN.m$$



M_u = 65,07 KN.m

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{40,17 \times 3,6}{2} = 72,30KN$$

En tenant compte du semi encastrement on aura :

M_{uap} = -0,3.Mu = -19,52 KN.m

M_{utr} = 0,85.Mu = 55,30KN.m

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

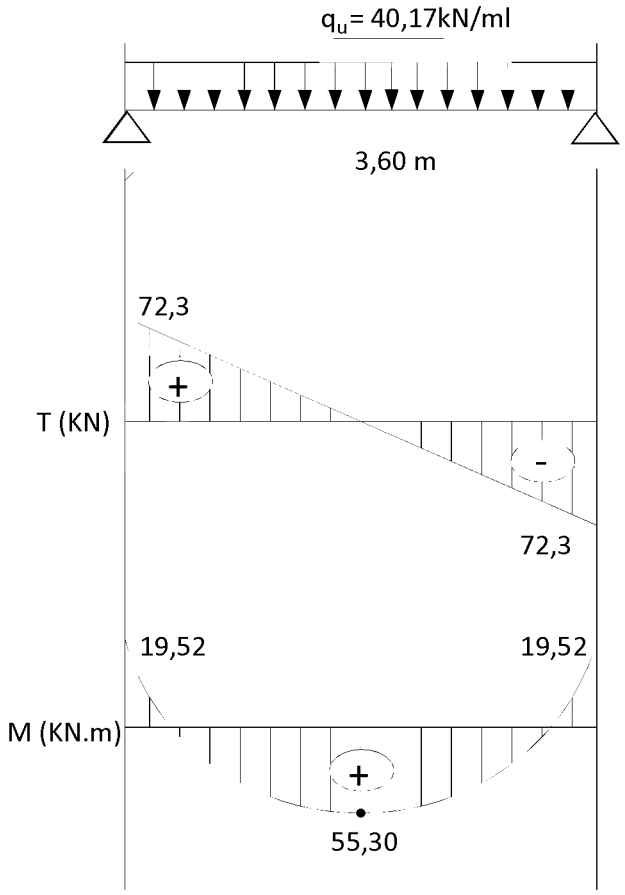
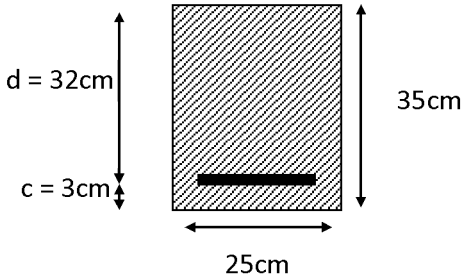


Fig III.25 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

c. Ferraillage :

1) Calcul des armatures :



- ***En travée :***

h=35cm; d=32cm ; c= 3cm ; b=30cm

f_{bu}=*14,2 MPa* ; M_t = *55,3 KN.m*

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{55.3\times10^2}{30\cdot(32)^2\cdot1,42} = 0,126$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ **La section est simplement armée.(S.S.A)**

$\mu = 0,126 \rightarrow \beta = 0,932$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta\cdot d\cdot\sigma_{st}} = \frac{55.3\cdot10^2}{0,932\cdot32\cdot34,8} = 5.32\,cm^2$$

On prend : **A_t=3HA14+1HA12= 5.75cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19{,}52 \cdot 10^2}{30 \cdot (32)^2 \cdot 1{,}42} = 0{,}044$$

$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow$ **la section est simplement armée.**

$\mu = 0{,}044 \rightarrow \beta = 0{,}978$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19{,}52 \cdot 10^2}{0{,}978 \cdot 32 \cdot 34{,}8} = 1.79 cm^2$$

On prend : **A_a=3HA12= 3.39cm^2**

N.B :

Art 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute la section.

$$\frac{0.5xbxh}{100} = \frac{0.5x30x35}{100} = 5.25 cm^2 .$$

5.75+3.39 = 9,14cm² 〉 5.25cm^2**……La condition est vérifiée**.

d. Vérification à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art –A-4.2,1BAEL91)

$$A_{min} = 0{,}23 b.d \frac{ft_{28}}{f_e} = 0{,}23 \times 30 \times 32 . \frac{2{,}1}{400} = 1{,}15 \, cm^2$$

En travée : $A_t = 5{,}75 cm^2 > A_{min} = 1{,}15 cm^2$ …….. **La condition est vérifiée**.

Aux appuis : $A_a = 3.39 cm^2 > A_{min} = 1{,}15 cm^2$**…….....La condition est vérifiée.**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0{,}1 \, fc_{28} \; ; \; 4MPa\}$$

$$\tau_u = \frac{72{,}3 \times 10^3}{300 \times 320} = 0{,}753 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0.1 \, f_{c28}; 4MPa\} = 2{,}5 MPa$$

τ_u = 0,753MPa < $\bar{\tau}_u$ = 2.5MPa …… La Condition est vérifiée

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art. 5.1.3.2, BAEL 91)

3.1) Influence sur les aciers (armatures inférieures) :

$$A_u = 1.15\frac{T_u + \frac{M_u}{0.9\times d}}{f_e}$$

$$A_U = 1.15\frac{72{,}3\times 100 - \frac{19{,}52\times 10^3}{0.9\times 32}}{4000} = 1{,}88 cm^2$$

$A_a = 3.39 \geq A_u = 1{,}88 cm^2$ **…….. la condition est vérifiée.**

3.2) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0{,}4 b.0{,}9.d\frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

$0{,}4\times 0{,}9 b.d\frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 0{,}4\times 300\times 0{,}9\times 320\frac{25}{1{,}5} = 576\,\text{KN} > T_u = 72{,}3\text{KN} \Rightarrow$ **La Condition est vérifiée**

3.3) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0{,}9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.\, ft_{28} = 3.15\text{MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n\times\phi = 3\times 3{,}15\times 1{,}2 = 11{,}34 cm$$

$$\tau_u = \frac{72{,}3\times 10^3}{0{,}9\times 320\times 113} = 2{,}22\,\text{MPa}$$

τ_u = 2,22 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3,15MPA ……La Condition est vérifiée

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

4. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que :

$$\Phi < \min\left\{\Phi_L\,;\,\frac{h}{35}\,;\,\frac{b}{10}\right\} = \min\{12\,;\,10\,;\,30\} = 10\text{mm}$$

On choisit ϕ_t=8mm<10mm $\Longrightarrow$ vérifiée

5. Espacement des barres (Article 7.5.2.2 RPA 99):

5.1) En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi; 30\right\} = \min\{8{,}75\text{cm} ; 14{,}4\text{cm} ; 30\}$$

On prend: $S_t = 7\text{cm}$

5.2) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17{,}5\,\text{cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent êtres disposées à **5cm** au plus des nus des appuis

➢ **Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_S = \frac{\phi . fe}{4\bar{\tau}_S} \qquad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0{,}6\psi_s^2 ft_{28} = 2{,}835\text{MPa}$$

$$L_S = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32cm$$

Forfaitairement : L_S = 40 Ø = 40 x 1,2 = 48cm

L_a=0,4xL_s=0.4x48=19,2cm on prend L_a= 20cm

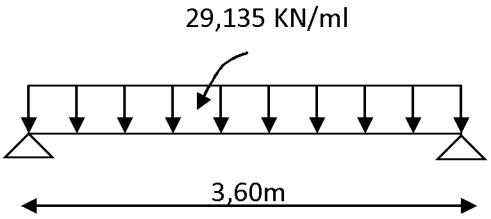
e. CALCUL A L'ELS :

a) Combinaison des charges :

$q_s = G + T_s$

$q_s = 2{,}625 + 26{,}51 = 29{,}135\text{KN/ml}$

q_s= 29,135KN/ml



*Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{29{,}135 \times 3{,}60^2}{8} = 47{,}198\text{kN.m}$$

***M_s* = 47,20 KN.m**

***Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{29,135 \times 3,6}{2} = 52,44 KN$$

T_s =52,44 KN

En tenant compte du semi encastrement on aura :

M_{sap} = -0,3.Ms = -14,16 KN.m

M_{str} = 0,85.Ms = 40,12KN.m

b) Verification des contraintes :

1) Etat limite de compression du béton

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

➢ **Aux appuis :** b = 30cm, d = 32cm, M_{sa} = 14,16kN.m, A = 3,39cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0,35$$

$$\rho_1 = 0,35 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times K1 \times A_a \times d} = \frac{14,16 \times 10^3}{0,908 \times 39,35 \times 3.39 \times 32} = 3,65 MPa$

$\sigma_{bc} = 3,65 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ .....**Condition vérifiée**

➢ **En travée** : M_{st} = 40,12cm, A = 5.75cm

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.75}{30 \times 32} = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,48 \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times K_1 \times A_t \times d} = \frac{40,12 \times 10^3}{0,885 \times 28,48 \times 32 \times 5.75} = 8,65 MPa$

$\sigma_{bc} = 8,65 MPa. < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ .....**Condition vérifiée**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, alors aucune vérification n'est à effectuer. (La poutre palière se trouve à l'intérieur de la construction).

- **Etat limite de déformation** :

On considère qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si celle-ci est associée à un hourdis et que toutes les inégalités suivantes sont vérifiées.

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{\ell} = \frac{35}{360} = 0{,}0972 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$$ ……..**Condition vérifiée**

$$\frac{h}{\ell} = 0{,}0972 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{40{,}12}{10 \times 47{,}20} = 0{,}085$$ ……**Condition vérifiée**

$$\frac{At}{b \times d} = \frac{5{,}75}{30 \times 32} = 0.006 \leq \frac{4{,}2}{fe} = \frac{4{,}2}{400} = 0.01$$ …… **Condition vérifiée**

Etant donnée que les trois conditions sont vérifiées, il n'y pas lieu de passer au calcul de la flèche.

c) Etat limite de déformation :

La fissuration état peu nuisible $\Longleftrightarrow$ la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire

Résume III.3 : Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes à L'ELS.

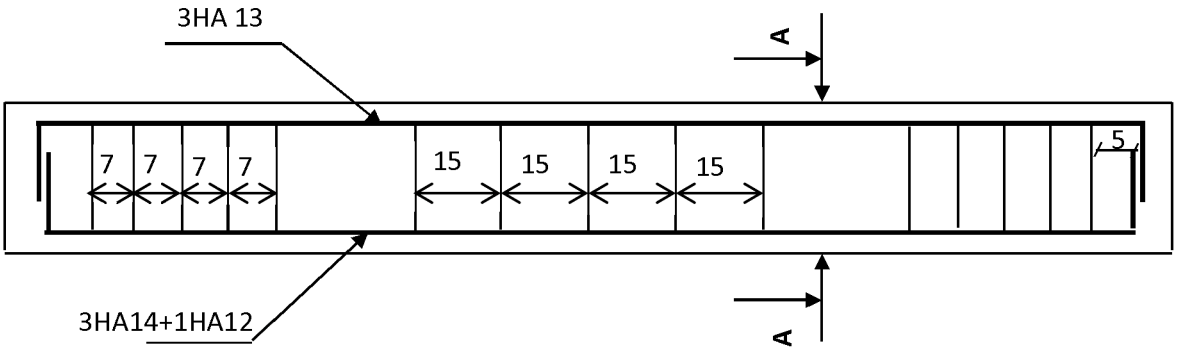
- Les armatures principales :

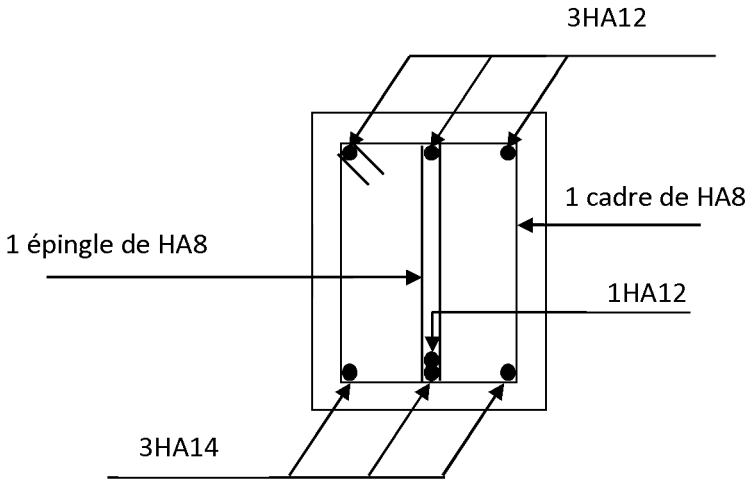
3HA12=3.39cm^2 (Aux appuis)

3HA14+1HA12=5.75cm^2 (En travée)

les armatures transversales : **les cadres et les étriers en HA8**

f. ferraillages de la poutre palière :





Coupe A-A

Fig. III.26 : ferraillage de la poutre palière

IV. ETUDE DE L'ACROTERE :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle sera soumise à son poids propre (G) et à une poussée latérale (Q) de 1 KN/m due à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement. , il a une section rectangulaire de dimensions :

- Epaisseur : $e = 10\,cm$
- Hauteur : $H = 50\,cm$

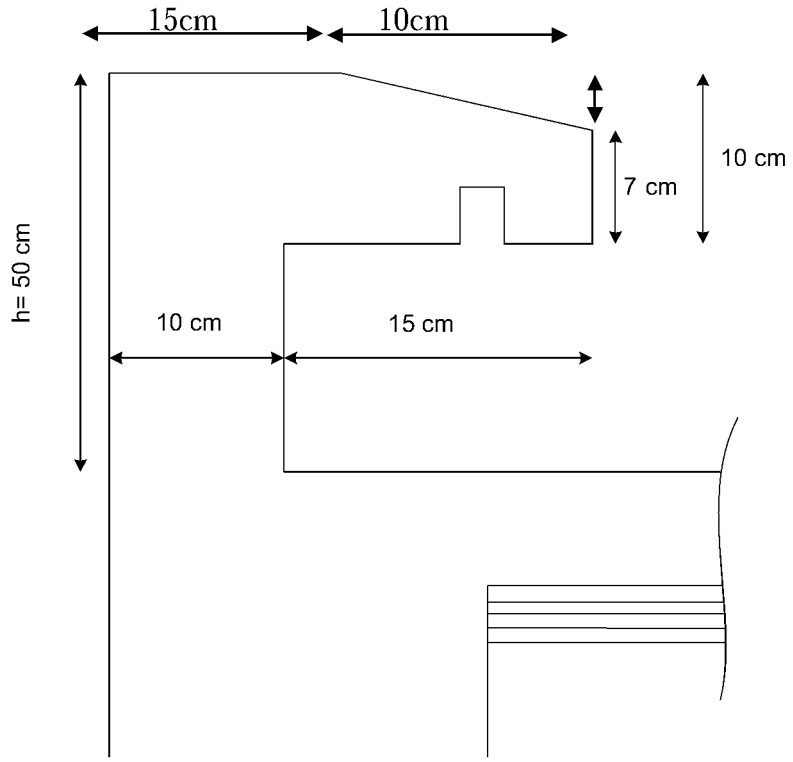


Figure III.27. Coupe transversale de l'acrotère.

1. **Calcul des sollicitations de l'acrotère :**

   - Effort normal du aux poids propre : $G = P \times S \times 1{,}00$

   Avec :

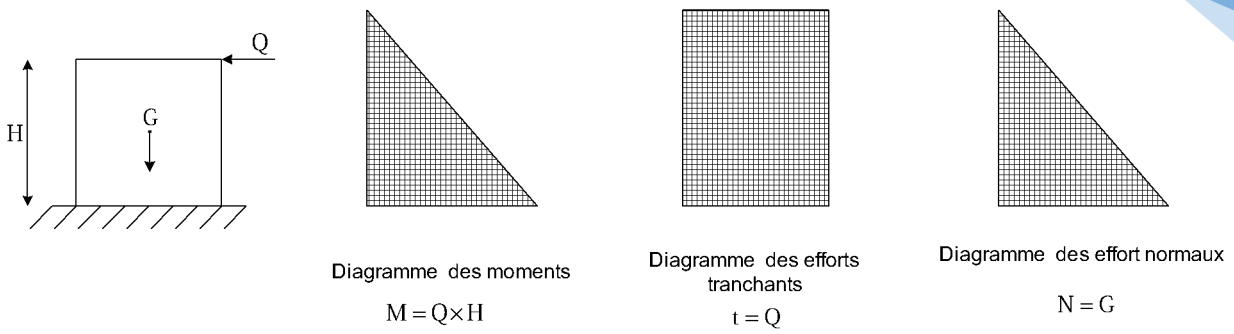
   P : masse volumique du béton =25KN/m^3

   S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25\left[(0.5x0.1) + (0.1x0.07) + (0.05x0.1) + \left(\frac{0.03x0.1}{2}\right)x1\right] = 1{,}5875 \text{ KN/m}$$

G= 1,5875 KN/m

- Surcharge due à la poussée latérale **Q = 1KN/m**
- Effort tranchant du à la poussée latérale **T= Q x1ml = 1KN**
- Effort normal du au poids propre G :…….. N_G= Gx1 = 1,5875KN
- Effort normal du à la surcharge Q : …… N_Q=0
- Moment de renversement du à G :……M_G= 0
- Moment de renversement du à Q :……M_Q= Q x h=1x0.5=0.5KN.ml



M_Q= 0.5KN.m T= 1KN N=1 ,5875KN

Fig. III.28 : les efforts internes

- **A L'ELU :**

La combinaison de charge est : **1.35G+1.5Q**

- Effort normal du à G :

N_u= 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 x 1.58 + 1.5 x 0 =2,133KN

- Moment de renversement :

M_u = 1.35M_G + 1.5 M_Q = 1.5X0.5 =0,75KN.m

- A L'ELS :

La combinaison de charges est : **G+Q**

- Effort normal de compression :
  $N_S = N_G + N_Q$ = 1.58 KN
- Moment de renversement

  $M_s = M_G + M_Q$ = 0,5 KN.m

2. Ferraillage :

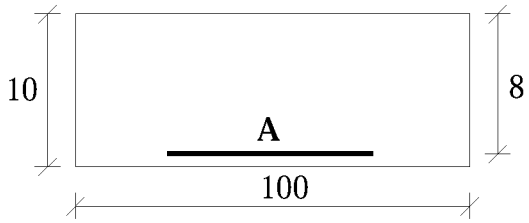
Le ferraillage sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire .Pour le calcul on considère une section rectangulaire avec les données suivantes :

Les dimensions de la section à ferrailler sont les suivantes :

$h = 10\ cm$; $b = 100\ cm$; $c = 2\ cm$; $d = 8\ cm$ (Voir fig.)

1) *Calcul à l'ELU:*

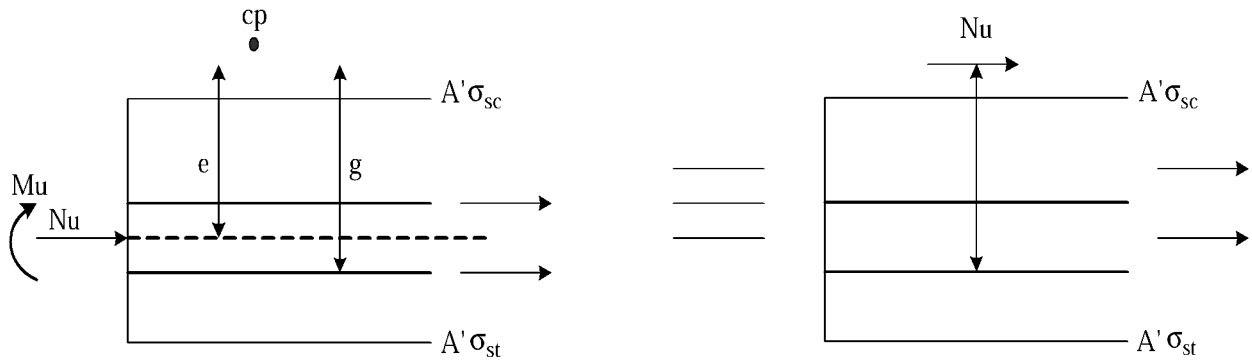
a – calcul de l'excentricité :



$$\begin{cases} eu = \dfrac{Mu}{Nu} = \dfrac{0,75}{2,133} = 0,35\,m = 35\,cm \\ \dfrac{h}{2} - c = \dfrac{10}{2} - 2 = 3\,cm \Rightarrow \dfrac{h}{2} - c = 0,03\,m \end{cases}$$

Donc on a :

$\frac{h}{2} - c = 3cm < e_u = 35cm \Longrightarrow$ Le centre de pression (C_p) se situe à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée**(SPC).**



Avec « g » la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures inférieures (tendues).

b. Détermination des armatures :

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul approché dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (Mf) pour déterminer les armatures fictives (Af), puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

Avec **g** : La distance entre le centre de pression (Cp) de la section et le centre de gravité des armatures inférieures (tendues).

- **Moment fictif** : $Mf = Nu.g$

$$g = eu + \frac{h}{2} - c = 35 + \frac{10}{2} - 2 = 38\,cm \Rightarrow g = 0,38\,m$$

$$Mf = Nu.g = 2,133 \times 0,38 = 0,810\,kN.m \Longrightarrow \quad Mf = 0,810\,kN.m$$

- **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{Mf}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0{,}810\times10^6}{1000\times(80)^2\times14{,}2} = 0{,}00891 < \mu\ell = 0{,}392 \Longrightarrow \quad \textbf{S.S.A}$$

$\mu_b = 0{,}00891 \longrightarrow \quad \beta = 0.995$

- **Armatures fictives :**

$$Af = \frac{Mf}{Bd\sigma_s} = \frac{0{,}810\times10^3}{0{,}995\times8\times348} = 0{,}292 cm^2 \Longrightarrow \quad Af = 0{,}29 cm^2$$

c. ***Calcul en flexion composée :***

La section réelle des armatures :

$$A\mu = Af - \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow Au = 0{,}32 - \frac{2{,}133}{34{,}8} = 0{,}26\ cm^2 \Longrightarrow \quad A\mu = 0{,}26\ cm^2$$

$A' = 0$ (Les armatures de composition ne sont pas nécessaires)

d. Vérification à l'ELU :

2) **Condition de non fragilité** : (Art.A.4.2.1/BAEL91, modifié 99)

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

- Armatures principales :

$$\text{Amin} = 0{,}23.\text{b.d.}\frac{f_{t28}}{fe}\left[\frac{e_s - 0{,}455d}{e_s - 0{,}185d}\right]$$

Avec : $f_{t28} = 0.6+0.06\ f_{c28} = 2.1$ MPa

$$e_s = M_S/N_S = \frac{0{,}5}{1{,}58} = 0{,}316 \text{ cm}$$

$$\Longrightarrow \quad Amin = 0{,}23x100x8x\ \frac{2{,}1}{400}\ x\ \frac{31{,}6-0{,}455x8}{31{,}6-0{,}185x8} = 0{,}896\ cm^2$$

Donc : $Amin = 0{,}896\ cm^2$

D'où les armatures principales :

$A_\mu = 0{,}26\ cm^2 < A_{min} = 0{,}896 cm^2$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armature :

A= A_{min} = 0,896cm^2 $\Longrightarrow$ soit A_{abaque} = 4HA8 = 2,01cm^2 avec S_t= de 25cm.

- Armature de répartition :

$$Ar = \frac{Aabaque}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\ cm^2$$

Soit $\Longrightarrow$ A_r = 4HA8= 2,01cm^2 avec S_t= 25cm

2.les différentes vérifications :

❖ ***Vérification au cisaillement :***

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{v_u}{b\,d} \leq \bar{\tau}_u}$$

Avec :
- τ_u ⟶ contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$ ⟶ Contrainte tangentielle ultime.
- v_u ⟶ effort tranchant *(v_u = 1,5Q = 1,5x 1 = 1,5 KN)*

$$\tau_u = \frac{1,5x10^3}{1000x80} \leq \bar{\tau}_u = min\{0,1f_{c28}; 4MPa\}$$

$\tau_u = 0,018\ MPa < \bar{\tau}_u$=2,5MPa $\Longrightarrow$ ***(condition vérifiée)***

Puisqu' il n'ya pas de risque de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ ***Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL91/Art A.6.1.3) :***

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9\,d\,\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}}$$

Avec: $\sum u_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de scellement des barres :

$\psi_S = 1,5$ ⟶ Pour les HA.

$$\sum u_i = \pi.n.\phi = 3,14x4x0,8 = 10,05\ cm.$$

$$\tau_s = \frac{1,5x10^3}{0,9x80x100,5} = 0,21MPa \leq \bar{\tau}_s = 1,5x2,1 = 3,15MPa$$

$\tau_s = 0,21\ MPa < \bar{\tau}_s = 3,15\ MPa.$ $\Longrightarrow$ ***(Condition vérifiée)***

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ ***Espacement des barres :(BAEL91/Art A.6.1.21) :***

✓ ***Pour les armatures principales :***

$S_{tmax} = 25\ cm\ < min\{3h\ ;33\ cm\} = 30\ cm\ \Longrightarrow$ ***(Condition vérifiée)***

✓ ***Pour les armatures secondaires :***

$S_{tmax} = 25\ cm\ < min\{4h\ ;45\ cm\} = 40\ cm\ \Longrightarrow$ ***(Condition vérifiée)***

❖ ***Encrage des barres : (BAEL91/Art A.6.1.21) :***

$$la\ longueur\ de\ scellement\ doit\ être\ :\ L_s = \frac{\phi x f_e}{4x\tau_{se}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{se}} = 0{,}6x\psi^2 x f_{t28} = 0{,}6x1{,}5^2x2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

$L_s = \frac{\phi x f_e}{4x\tau_{se}} = \frac{8x400}{4x2{,}835} = 282{,}19mm$ soit : $\Longrightarrow$ L_S = 30cm

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$\boldsymbol{L_a = 0{,}4xL_s = 0{,}4x28{,}21 = 11{,}28\ cm}$$

3) ***Calcul à l'ELS :***

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

Avec : $\overline{\sigma}_{st}$ et $\overline{\sigma}_{bc}$ la contrainte limite de l'acier et de béton .

❖ ***Vérification de la contrainte de compression dans l'acier:***

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe\ , 110\sqrt{nf_{tj}}\right)$$

n : Coefficient de fissuration ($n = 1{,}6$ pour HA; $Q \geq 6\,mm$)

$\overline{\sigma}_{st}$ = min (226,67 , 201,63) = 201,63 Mpa

$\overline{\sigma}_{st} = 201{,}63\ Mpa$

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

$$\rho = \frac{100xA}{b\,d} = \frac{100x2,01}{100x8} = 0,251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,920 \\ k_1 = 47,50 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta\ dA_s} = \frac{0,50\times1000}{0,920\times8\times2.01} = 33,79\ Mpa$$

$\sigma_{st} = 33,79\,Mpa < \overline{\sigma}_{st} = 201,63\ Mpa \Rightarrow$ Condition vérifiée

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$: Il n'y a pas lieu de la vérifier car il n' y a pas d'aciers comprimés, on a une section simplement armée.

❖ ***Vérification des contraintes de compression dans le béton*** :

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

On a : $\rho = 0,251$ $\beta = 0,920$ $K = 47,50$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{33,79}{47,50} = 0,71\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 0,71 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc il n'ya pas de fissuration dans le béton comprimé.

3. Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 RPA99)

L'acrotère est calculé sous l'action des charges horizontales par la formule suivante :

$$Fp = 4\times A\times Cp\times Wp \leq 1\,kN$$

A : Coefficient d'accélération de zone $(A = 0,15)$

Cp : Facteur de force horizontale $(Cp = 0,8)$

Wp : Poids de l'acrotère $(Wp = 1,587\,kN/m\ell)$

$Fp = 4\times0,15\times0,8\times1,587 = 0,761\,kN/m\ell$

$Fp = 0,761\,kN/m\ell < 1\,kN/m\ell \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Remarque :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q=1KN/ml, supérieur à la force sismique

F_P = 0,761KN/ml , d'où le ferraillage adopté précédemment est convenable.

Résumé III.4 :

-Armatures principale : 4HA8=2.01cm^2 avec S_t = 25cm

- Armatures de repartions : 4HA8=2.01cm^2 avec S_t = 25cm

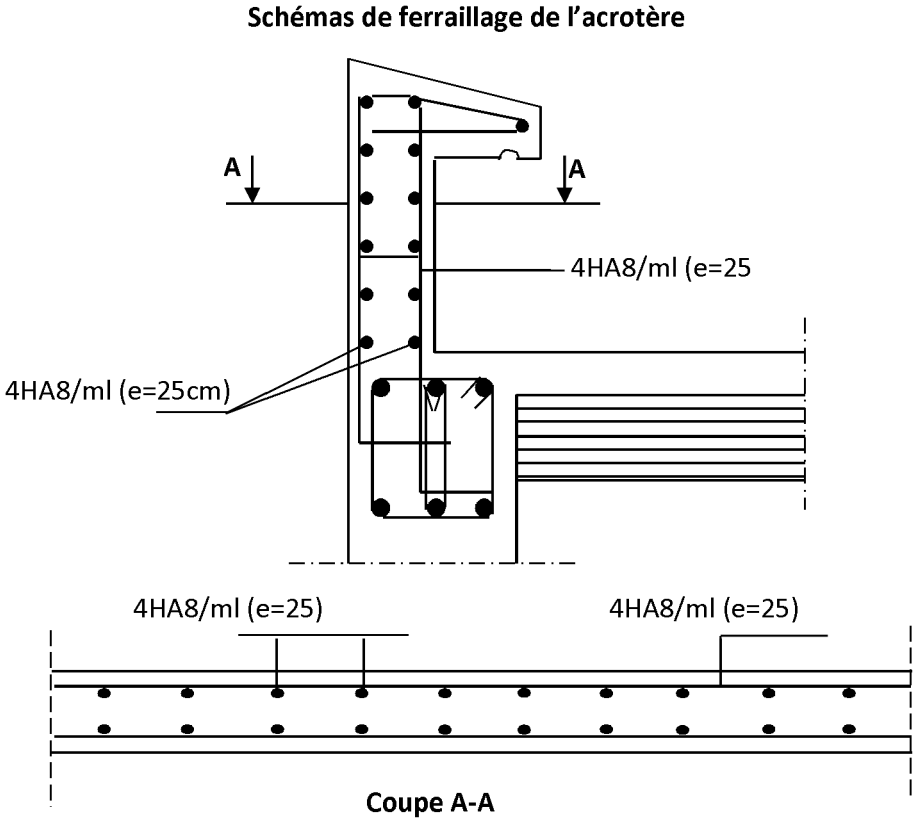
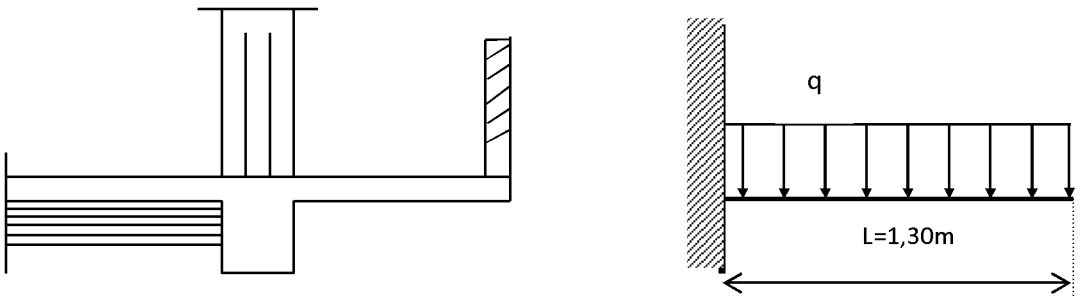


Fig III.29 : ferraillage de l'acrotère

V. CALCUL DU PORTE A FAUX :

- Ce porte a faux est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le porte a faux travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.



FigIII.33 :Schéma statique du porte a faux.

1. **Dimensionnements** *:*

$e_p \geq \frac{L}{10}$ ***Avec*** L : La longueur de la console

$e_p \geq \frac{130}{10} = 13 \Longrightarrow$ **e_p =15 cm**

Dans le calcul qui suit, nous considérons une bande de 1m de largeur.

2. **Détermination des charges et surcharges :**

a) ***Charges permanentes :***

Charges permanentes uniformes	Epaisseur (m)	Poids en KN/ml
Poids propre de la dalle pleine	*0.15*	*0.15x25x1,30m=4,875*
Enduit en mortier ciment	*0.02*	*0.02x18x1,30=0,468*
Revêtement en carrelage	*0.02*	$22 \times 0.02 x 1{,}30 m = 0{,}572$
Mortier de pose	*0.02*	$22 \times 0.02 x 1{,}30 m = 0{,}572$
Couche de sable	*0.02*	$18 \times 0.02 x 1{,}30 m = 0{,}468$
		G_v=6,95

Tableau III.5.1 : les charges permanentes revenant au porte à faux.

b) ***Surcharges d'exploitation :***

La Surcharge d'exploitation de la dalle, est donnée par le DTR : ***Q= 3.5x1,30 =4,55KN/ ml***

3. **CALCUL A L'ELU :**

a. ***Combinaison des charges :***

q_u= 1,35x G + 1,5 Q = 1,35 x 6,95 + 1,5 x 4,55= 16,20 KN/ml

b. ***Moment provoqué par la charge q_u :***

$Mq_u = q_u L^2 / 2 = 17{,}46\ (1{,}30)^2 / 2 = 13{,}68$KNm

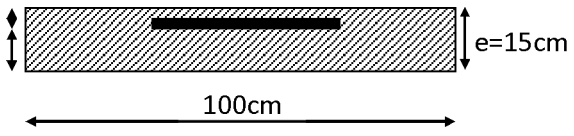


Fig. :III.6.2.bande d'un mètre de largeur

4. CALCUL DES ARMATURES:

a. *Armatures principales*

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13{,}68x10^3}{100x13^2 x14{,}2} = 0{,}058$$

$$\mu_b = 0{,}058 \langle \mu_e = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

μ_b=0,058 $\Rightarrow \beta = 0{,}970$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\,MPa$$ Donc :

$$A_S = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13{,}68 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} = 3{,}11\,cm^2$$

0n adopte A_p 5HA12 = 5,65cm² avec St =20 cm.

b. Armatures de répartitions

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

0n adopte 4HA8=2.01 cm² avec $S_t = \frac{130}{4} = 30$ cm.

5. VERIFICATION A L'ELU :

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

$$\text{Amin} = 0.23 \text{ x bxd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6x0.06f_{c28} = 2{,}1\text{MPa}$$

$$\text{Amin} = 0.23 \text{ x } 100\text{x } 13\text{x} \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

A_p ***=5,65 cm² ≥ A_{min} =1,57cm²*** ..... ***la condition est vérifiée***

b. Vérification aux cisaillement : (Art 5.1.2.BAEL 91)

$$\tau_u \langle \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4\right\} \text{[MPa]} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

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

$V_u = q_u L = = 13{,}68\text{x}1.30 = 17{,}78$ KN

$$\tau_u = \frac{17{,}78x10^3}{130x1000} = 0{,}14 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.14 \langle \overline{\tau_u} = 2.5 \ MPa$$

la condition est vérifiée, donc il n' y a pas d'armatures transversales.

c. Vérification de l'adhérence des barres :

$\tau_{se} \langle \overline{\tau_{se}} = \psi_s . f_{c28}$ **avec :** $\tau_u = \dfrac{V_u}{0.9d\sum U_i}$

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

$\sum Ui$: n ΠΦ =5 x 3.14 x10 = 157mm=15,7cm

$$\tau_{se} = \frac{17{,}78x10^3}{0.9x130x157} = 0{,}96 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{se}} = 1.5x2.1 = 3.15MPa$ ($\psi_s = 1.5$: Barres de haute adhérence)

$\tau_{se} = 0{,}96\,MPa \langle \overline{\tau}_{se} = 3.15\,MPa$ $\Rightarrow$ ***La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.***

d.) Calcul de l'ancrage

$\tau_{se} = 0{,}6\times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0{,}6\text{x}1{,}5^2\text{x}2{,}1 = 2{,}835$ MPa

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 352{,}733\,mm$$ soit L_s=35cm

On prévoit des crochets.

$L_r = 0{,}4\ L_s = 14$ cm soit L_s=14cm

e.) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- ***BAEL 99 A.5.1 ,312 :***

$A_{st} \geq \dfrac{V_u}{f_e / \gamma_s}$ avec : $A_p = 3.93\text{cm}^2$ et $\dfrac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \dfrac{17780}{348} = 51{,}09\text{mm}^2 = 0.5109\text{cm}^2$

Donc : $A_{st} = 5{,}65\,cm^2 \geq \dfrac{V_u}{f_e / \gamma_s} = 0{,}5109\,cm^2$ ……..**condition vérifiée**

- ***BAEL99 A.5.1,313 :***

$\overline{V_u} = 0{,}4 \times 0.9d \times b \times f_{c28} / \gamma_s = 0.4 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 780KN$

$V_u = = 17{,}78KN$

$\overline{V_u} \succ\succ\succ V_u$ ……**condition est vérifiée**

c.)Espacement des barres

****Pour les armatures principales :***

St < min {3h , 33cm} = 33cm.

St =20cm< 33cm…… ……**La condition est vérifiée.**

****Pour les armatures de répartitions:***

St < Min {4h , 45cm} = 45cm

St =30cm< 45cm……..…… **La condition est vérifiée.**

6. Vérification des contraintes à l'ELS :

$q_s = G + Q = 6{,}95 + 4.55 = 11{,}50KN/ml$

- **Calcul du moment d'encastrement :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 9{,}72KN.m$$

M_s=9,72 KN.m

a)Vérification des contraintes dans le béton :

$\sigma_{bc} \langle \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$M_s = 9{,}72$ KN.m

$$b\frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15x5{,}65\ (13-y) = 0$$

$50y^2 + 84{,}75y - 1101{,}75 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 477$

Y=3,92cm

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 8995{,}2cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{9{,}72 x 10^6}{89952000} \times 39{,}2 = 4{,}23 MPa$$

$\sigma_{bc} = 4{,}23 \langle \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$ …….. **La condition est vérifiée**

b) dans d'acier :

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

$\overline{\sigma_s} = 201.63$ MPa avec :

$$\sigma_s = n\frac{M_s}{I}(d - y) = 15\frac{9{,}72 x 10^6}{89952000}(130 - 39{,}2) = 147{,}17 MPa$$

$$\sigma_s = 147{,}17 MPa \prec \overline{\sigma_s} = 201.63 MPa \Rightarrow \sigma_b \prec \overline{\sigma_{bc}}$$

La section trouvée à L'E.L.U est justifier vis-à-vis à L' E.L.S

1) $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{0{,}15}{1.30} = 0.115 \succ 0.0625$ ……..……**«Condition vérifiée»**

2) $\frac{e}{L} \geq \frac{7.645}{15 M_0} = 0.125 \succ 0.1$ …… .**«Condition vérifiée»**

3) $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e} = \frac{5{,}65}{100 \times 13} \leq \frac{3.6}{400} 0.0043 \prec 0.0105$

……..……**«Condition vérifiée»**

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

d) Vérification de la flèche :

Résumé III.6:

-Armatures principales : 5HA12=5,65cm^2 avec S_t =20 cm

-Armatures de repartions : 4HA8 =2,01cm^2 avec S_t =30 cm

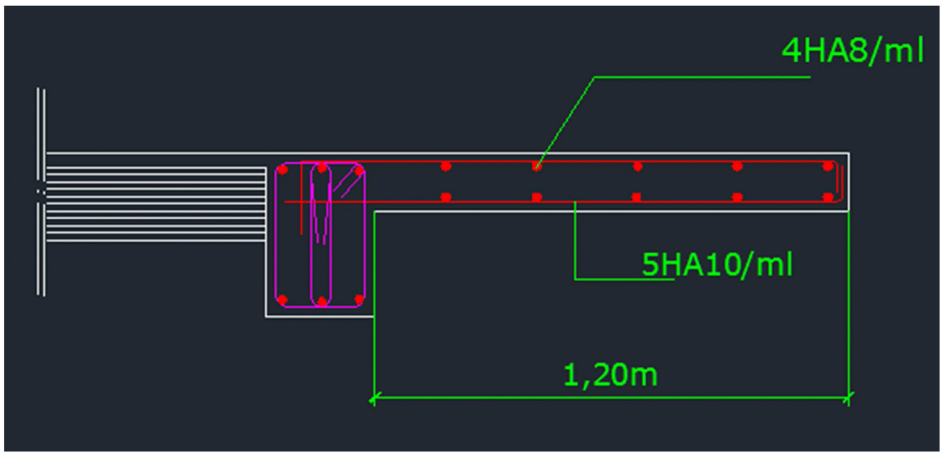


Fig III-34 : PLAN DE FERRAILLAGE DU PORTE A FAUX.

INTRODUCTION :

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_{statique}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

I. CHOIX DE LA METHODE 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.

II. Méthode statique équivalente :

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.

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, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65m$ en zones I, IIa ,IIb.

$H \leq 30m$ 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).**

3. Vérification des conditions de la MSE :

a. Condition sur la hauteur :

Tizi Ouzou (Zone IIa)

$28.48 < 65m$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

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 :

$$\frac{Lx}{Ly} < 4$$

$\frac{Lx}{Ly} = \frac{30.29}{17.45} = 1{,}73 < 4 \Rightarrow$ **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
SOUS-SOL	15.147	9.561	15.103	9.64	-0.044	0.079	1.514	0.872	C.V
RDC	15.124	9.884	15.065	9.592	-0.059	-0.292	1.514	0.872	C.V
ETAGE01	15.149	9.896	15.047	9.696	-0.102	-0.2	1.514	0.872	C.V
ETAGE02	15.149	9.896	15.037	9.808	-0.112	-0.088	1.514	0.872	C.V
ETAGE03	15.149	9.872	15.03	9.892	-0.119	0.02	1.514	0.872	C.V
ETAGE04	15.149	9.871	15.019	9.956	-0.13	0.085	1.514	0.872	C.V
ETAGE05	15.008	9.81	14.999	10.003	-0.009	0.193	1.514	0.872	C.V
ETAGE06	14.877	9.727	15.014	10.071	0.137	0.344	1.514	0.872	C.V
EETAGE07	14.981	9.62	14.981	10.096	0	0.476	1.514	0.872	C.V

Tableau IV.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 :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{l_X}{L_X} = \frac{11,97}{30,29} = 0,39 > 0,25 \\ \\ \frac{l_Y}{L_Y} = \frac{10,45}{17,45} = 0,59 > 0,25 \end{array}\right\} \Rightarrow \textbf{Condition non vérifiée}$$

❖ **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 = 528,56 m².

S_0 = 19.26 m².

15 % S_T = 0,15 × 528,56 ⇒ **15 % S_T = 79,28m².**

S_0 = 19,26 m^2 < 15 % ST = 79,28 m^2 ⇒ **Condition vérifiée**

➢ **Remarque :**

On a une condition non vérifiée, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

Puisque cette condition n'est pas vérifiée 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.

III. Méthode dynamique modale spectrale :

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.

2. Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- 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.

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.

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 à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N
h_N = 28,48m
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= 0,709 s (mode1)

❖ **Calcule de la période empirique T : Art 4.2.4/RPA 99**

$$T = \min\left\{ C_T h_N^{(3/4)} ; 0{,}09\frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$T_1 = C_T (h_N)^{3/4} = 0{,}05(28{,}48)^{3/4} \Rightarrow$ **T_1 = 0,617 s**
Donc : **T_{emp}= 0,617 s**

❖ **Calcul de le période empirique majorée :**

$T_{maj} = T_{emp} + 30\% \, T_{emp} = 1{,}3 \times T_{emp}$
$T_{maj} = 1{,}3 \times 0{,}617$
T_{maj} = 0,801
Donc : $T_{maj} = 0{,}801$ s $> T_{etabs} = 0{,}709$ s $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

➢ **Comparison des resultats trouvés :**

Il faut que : $T_{emp} \leq T_{etabs} \leq T_{maj}$
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2{,}5\eta\,(1{,}25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Art 4.3.3/RPA

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1/RPA**)

$$\left.\begin{matrix}\text{Zone IIa}\\ \text{Groupe 2}\end{matrix}\right\} \Rightarrow A = 0{,}15$$

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**)

ξ= 10 % $\Rightarrow$ **η = 1,82**

η = 1,82 > 0,7 $\Rightarrow$ C**ondition vérifiée**

R : coefficient de comportement de la structure (**tableau 4-3.RPA**) en fonction du système de contreventement.

Portiques conventés par des voiles $\Rightarrow$ **R = 4**

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4-7/RPA**)

$$\text{Site meuble} \begin{cases} T_1 = 0{,}15\ s \\ T_2 = 0{,}50\ s \end{cases}$$

Q : facteur de qualité déterminé par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q}$

P_q : c'est la pénalité à retenir selon que le critère est satisfait ou non". (**Tableau 4-4/RPA**)

1) Régularité en plan

- Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

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

Sens x-x : … ……**condition non vérifiée.**

Sens y-y : … ……**condition vérifiée.**

2) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmette directement à la fondation..... **Condition vérifiée**.

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension…… **Condition vérifiée**.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse est importante .....**Condition non vérifiée**.

3) La régularité en élévation n'est pas vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$ Conditions minimales sur les files de contreventement

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.
Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Condition non vérifiée dans sens xx. P_{x3} =0.05.
Condition vérifiée dans le sens yy. P_{Y3} =0.00.

4) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant **x-x : Condition vérifiée** P_{4x} **=0.00**
Suivant **y-y : Condition non vérifiée.** P_{4y} **= 0.05**

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

	Sens transversal		Sens longitudinal	
Critère «q »	**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	0,00	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 Pq.

Donc : $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

Q = 1+ 0,05 ⇒ **Q = 1,05** (Dans les deux sens)

IV. 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 =1,05 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 »

$$D \begin{cases} 2{,}5\,\eta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2. \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3. \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} \ldots\ldots\ldots T > 3. \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

On a le cas d'absence d'essais ou d'étude de site appropriée, 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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \ge 0{,}7$$

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} = 0,709 sec ⇒ $T_2 \le T \le 3$⇒ **$2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3}$**

$D = 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} = 2{,}5 \times 0.76\,(0{,}50/0{,}709)^{2/3}$ ⇒ **D = 1,5 sec**

❖ **Calcul de poids du bâtiment W_{tot} :**

$W_t = G \times \beta Q =$

G=44896,54 KN

Q=7538,79 KN

B=0,2

$\Rightarrow$ Wt = 46404,3 KN

Donc :

$$V = \frac{D \times A \times Q}{R} \times W_t = \frac{1,5 \times 0,15 \times 1,05}{4} \times 46404,3 \Rightarrow \mathbf{V = 2740,75\ KN}$$

Donc : $V_{statique}$ = 2740,75 KN

$0,8\ V = 0,8 \times 2740,75 \Rightarrow$ **0,8 V = 2192,60**

❖ **Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :**

- **Tableau :Récapitulatif des efforts tranchants calculés à la base avec le logiciel :**

Spec	Mode	V_{etabs} (KN)
EX	all	1845,57
EY	all	1994,05

Tableau V.3 : Efforts tranchants à la base du bâtiment.

$V_{x\ dynamique}$ = 1845,57 KN

$V_{y\ dynamique}$ = 1994,05 KN

- **Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :**

$V_{statique}$ = 0,8 V = 2192,60 KN

$V_{x\ dynamique}$ = 1845,57 KN > 80% V = 2192,6 KN $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{y\ dynamique}$ = 1994,05 KN > 80% V =2192,6 KN $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

La résultante des forces sismiques à la base $V_{statique}$ obtenue par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

- **Estimation de la période fondamentale :**

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit être égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Mode	Période(sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.709104	73.0899	0.0109	0	73.0899	0.0109	0
2	0.644952	0.0107	72.1596	0	73.1006	72.1705	0
3	0.536907	0.0987	0.0038	0	73.1993	72.1743	0
4	0.200346	14.6579	0.0024	0	87.8572	72.1767	0
5	0.179688	0.0058	15.3835	0	87.863	87.5602	0
6	0.141267	0.0034	0.0205	0	87.8664	87.5807	0
7	0.092091	5.7946	0.0994	0	93.661	87.6801	0
8	0.083825	0.1244	5.7891	0	93.7854	93.4692	0
9	0.063606	0.0747	0.0937	0	93.8601	93.5629	0
10	0.053145	2.9091	0.0926	0	96.7692	93.6554	0
11	0.048747	0.0999	2.9136	0	96.8691	96.569	0
12	0.037359	0.1991	0.0856	0	97.0682	96.6546	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 8**

V. 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 :

$\boldsymbol{\delta_k = R\,\delta_{ek}}$

Avec :

R: Coefficient de comportement (**R = 4**).

$\boldsymbol{\delta}_{ek}$: Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta_k = \boldsymbol{\delta}_k - \boldsymbol{\delta}_{k-1}$

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.

$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k = 1\%\ h_e$

➢ **Remarque :**

On n' a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calculs 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 :**

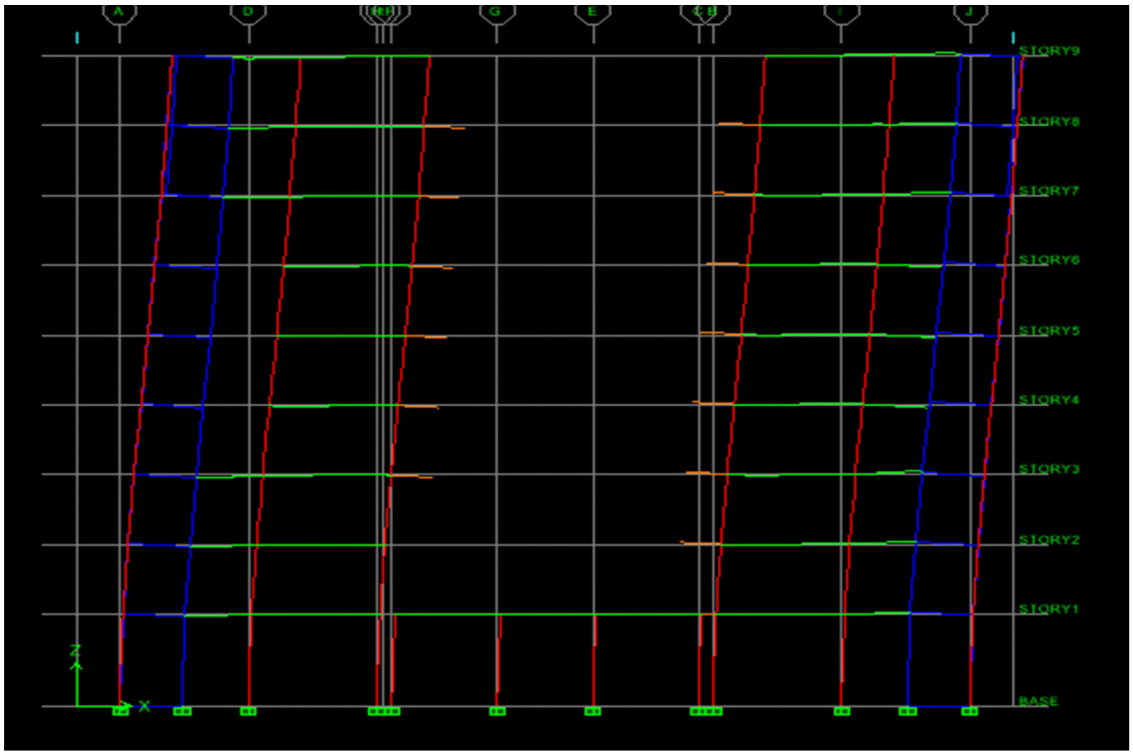
Etages	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_e (m)	obs.
ETAGE7	0.0138	0,0013	0,0306	vérifiée
ETAGE6	0.0125	0.0015	0,0306	vérifiée
ETAGE5	0.011	0,0017	0,0306	vérifiée
ETAGE4	0.0093	0,0017	0,0306	vérifiée
ETAGE3	0.0075	0,0018	0,0306	vérifiée
ETAGE2	0.0057	0,0018	0,0306	vérifiée
ETAGE1	0.0038	0,0016	0,0306	vérifiée
RDC	0.0022	0,0014	0,0306	vérifiée
SOUS-SOL	0.0008	0.0008	0,04	vérifiée

Tableau V.5 : Déplacements relatifs des portiques sens XX.

❖ **Sens transversal YY :**

Etages	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%h_e (m)	obs.
ETAGE7	0.012	0,0013	0,0306	vérifiée
ETAGE6	0.0107	0,0013	0,0306	vérifiée
ETAGE5	0.0094	0,0015	0,0306	vérifiée
ETAGE4	0.0079	0,0015	0,0306	vérifiée
ETAGE3	0.0064	0,0016	0,0306	vérifiée
ETAGE2	0.0048	0,0016	0,0306	vérifiée
ETAGE1	0.0032	0,0014	0,0306	vérifiée
RDC	0.0018	0,0011	0,0306	vérifiée
SOUS-SOL	0.0007	0,0007	0,04	vérifiée

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques sens YY.



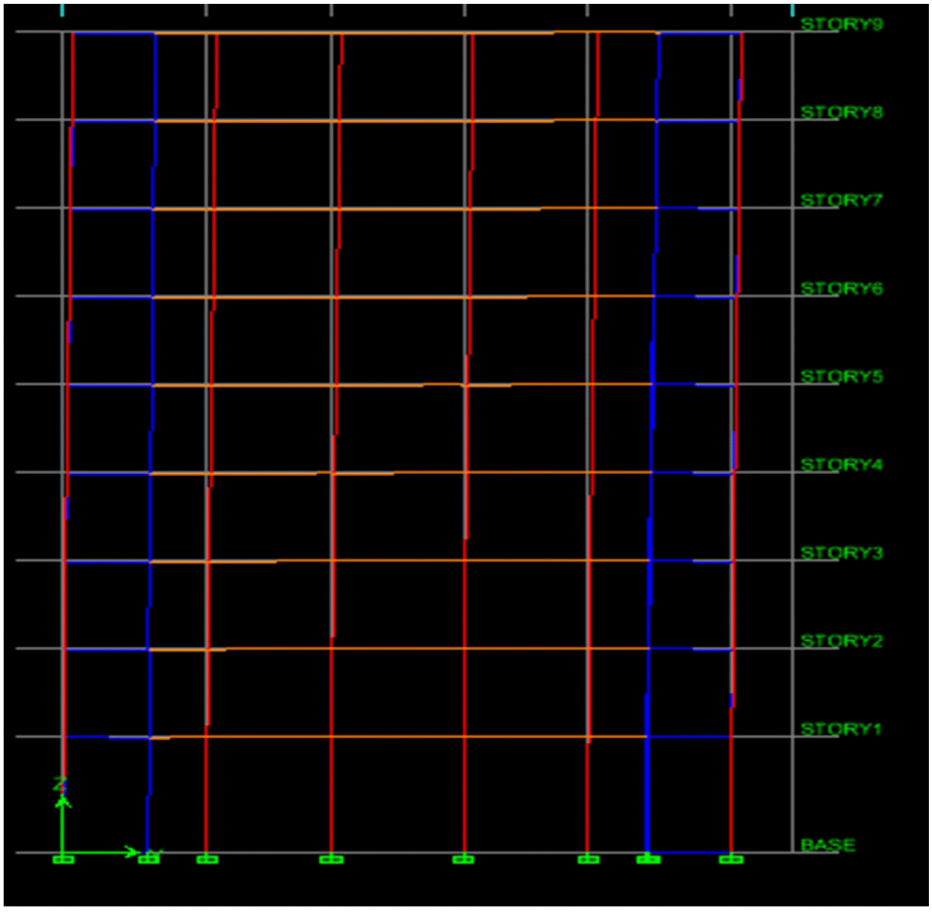


Figure V.1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements admissibles minimaux recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

2. Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

avec :

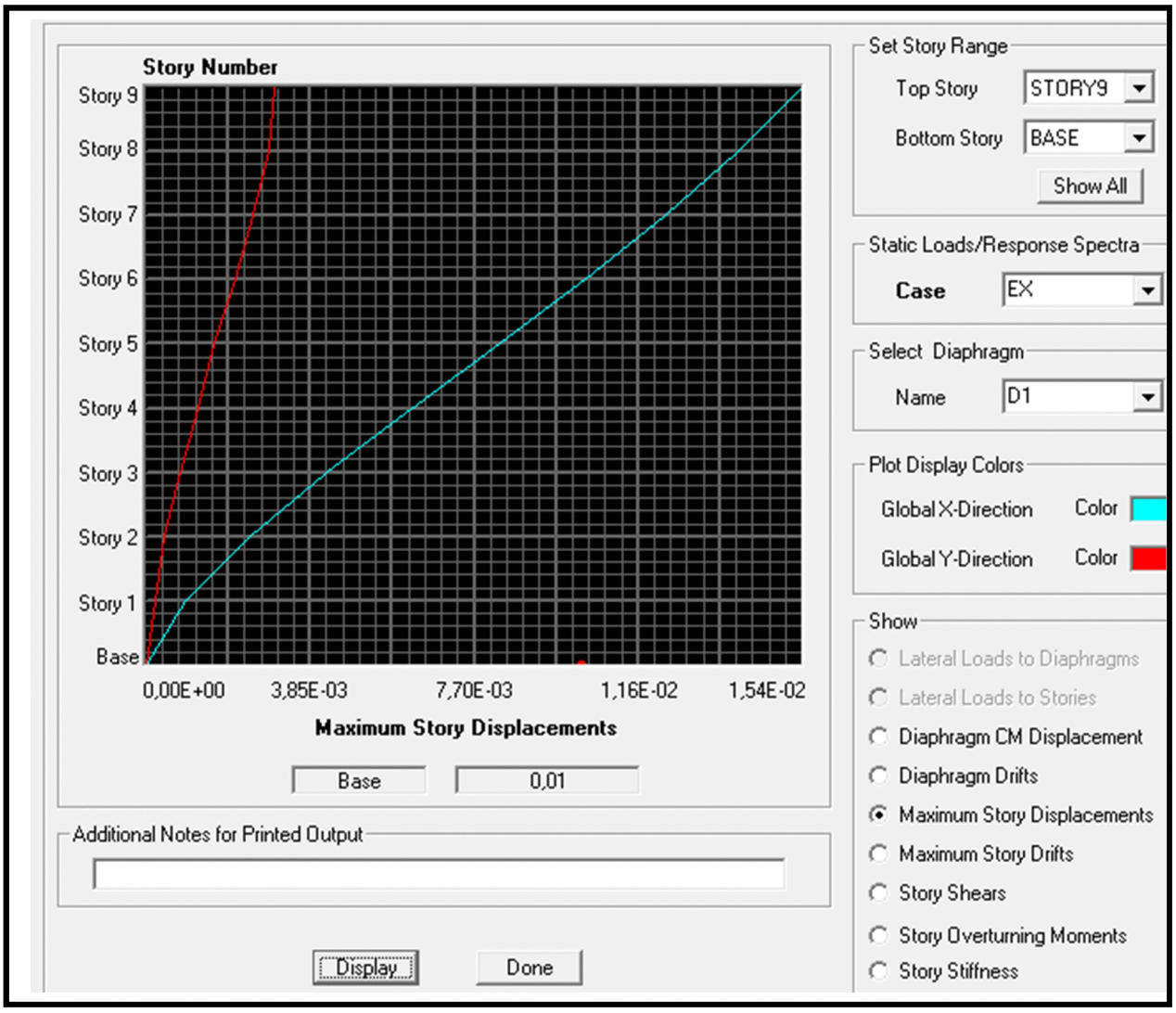
$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f = La flèche admissible.

H_t = la hauteur totale du bâtiment

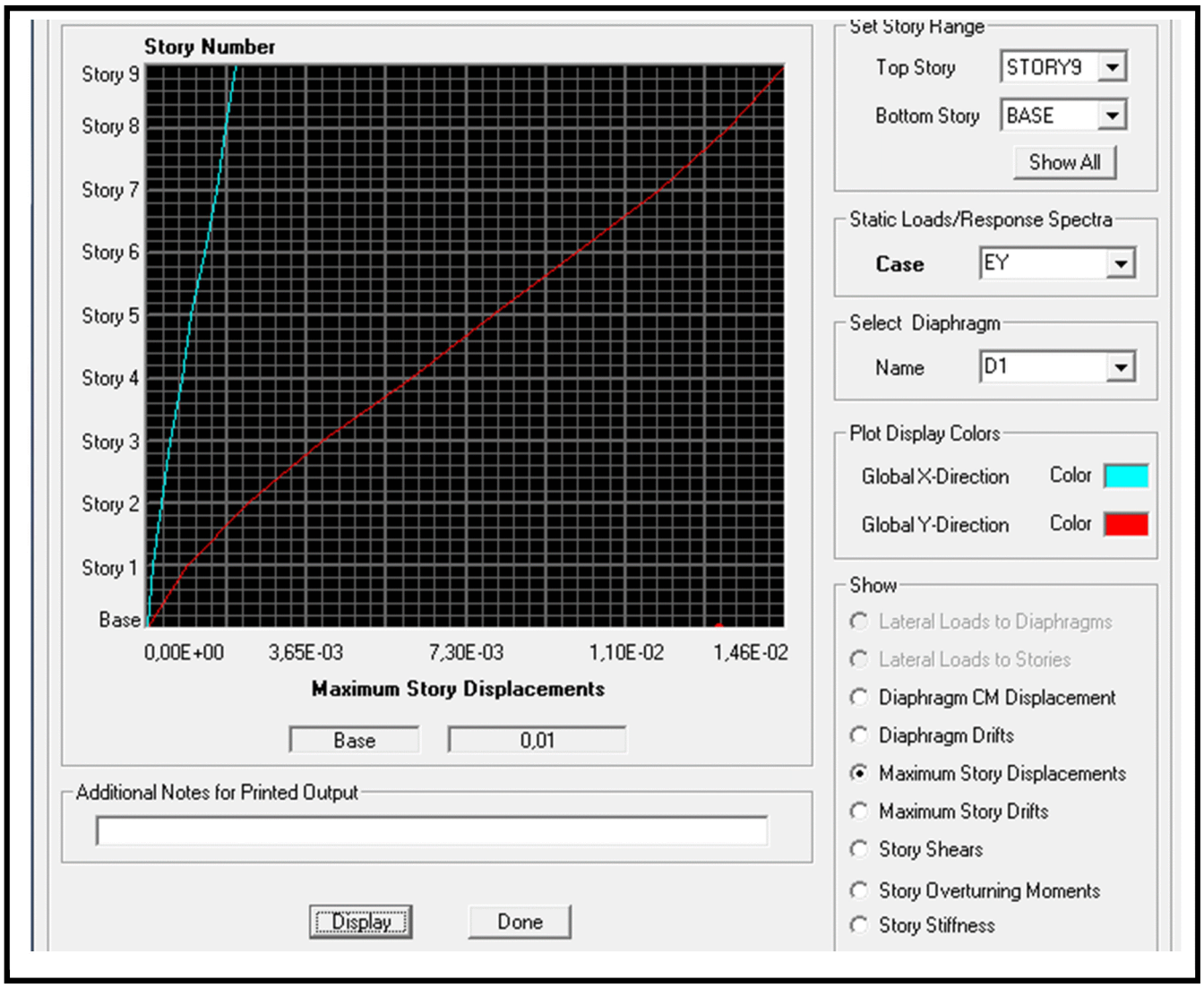
❖ **Sous l'action de Ex :**

$\delta_{max} = 0{,}01 \text{ m} \leq f = \frac{28{,}48}{500} = 0{,}057 \text{ m} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**



❖ **Sous l'action de Ey :**

$\delta_{max} = 0{,}01 \text{ m} \leq f = \frac{28{,}48}{500} = 0{,}057 \text{ m} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**



Donc : les déplacements relatifs dans tous les niveaux et dans les deux sens, **inférieure** au déplacement admissible.

VI. 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) :**

		Sens x-x			Sens y-y		
Etages	**P(KN)**	**ΔK(m)**	**VK × HK**	**θX**	**ΔK(m)**	**VK×HK**	**θY**
ETAGE7	5941,17	0,0013	1179.9972	0,0065	0,0013	1276.7238	0.0060
ETAGE6	5180,549	0.0015	2178.72	0.0035	0,0013	2358.801	0.0028
ETAGE5	5105,7	0,0017	2982.3984	0.0029	0,0015	3243.447	0.0023
ETAGE4	5098,755	0,0017	3678.7626	0.0023	0,0015	4008.4776	0.0019
ETAGE3	5114,357	0,0018	4256.3682	0.0021	0,0016	4645.998	0.0017
ETAGE2	5035,374	0,0018	4747.1004	0.0019	0,0016	5170.8492	0.0015
ETAGE1	4988,419	0,0016	5120.8182	0.0015	0,0014	5558.4288	0.0012
RDC	5015,286	0,0014	5417.577	1.0029	0,0011	5871.5892	0.0009
Sous-sol	3908,377	0.0008	7382.28	0.0004	0,0007	7976.2	0.0003

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effort P-ΔM.

VII. Vérification des efforts normaux aux niveau des poteau : 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 dus au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{\beta \times f_{cj}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d :Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

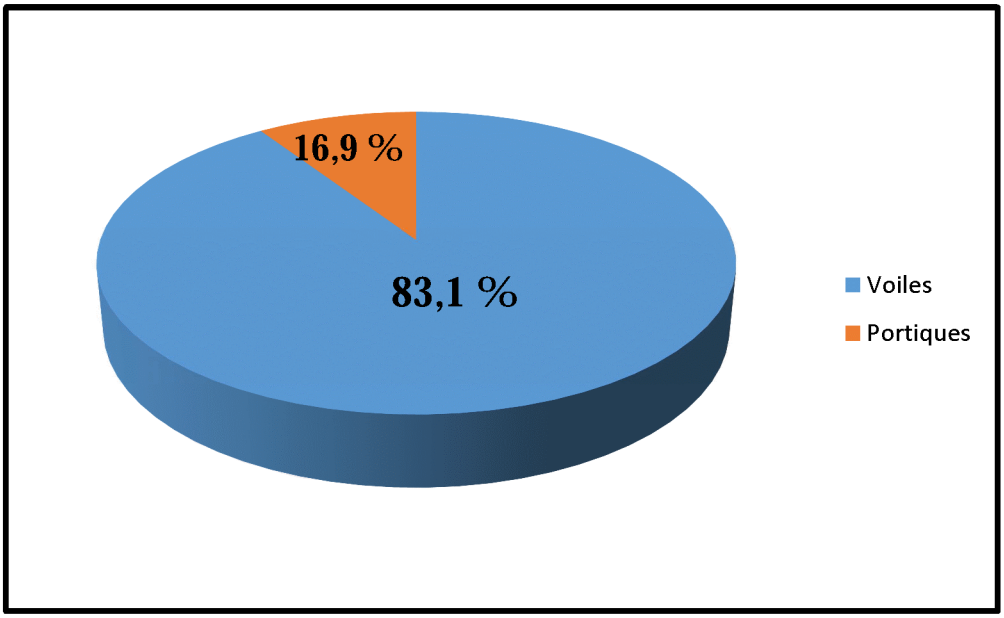
$$\mathbf{N_d = 1285,04\ KN} \Rightarrow \frac{1285,04 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,4 \times 25} = \mathbf{0,28 \leq 0,3} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

VIII. Justification de l'interaction portiques-voiles :

Les forces sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

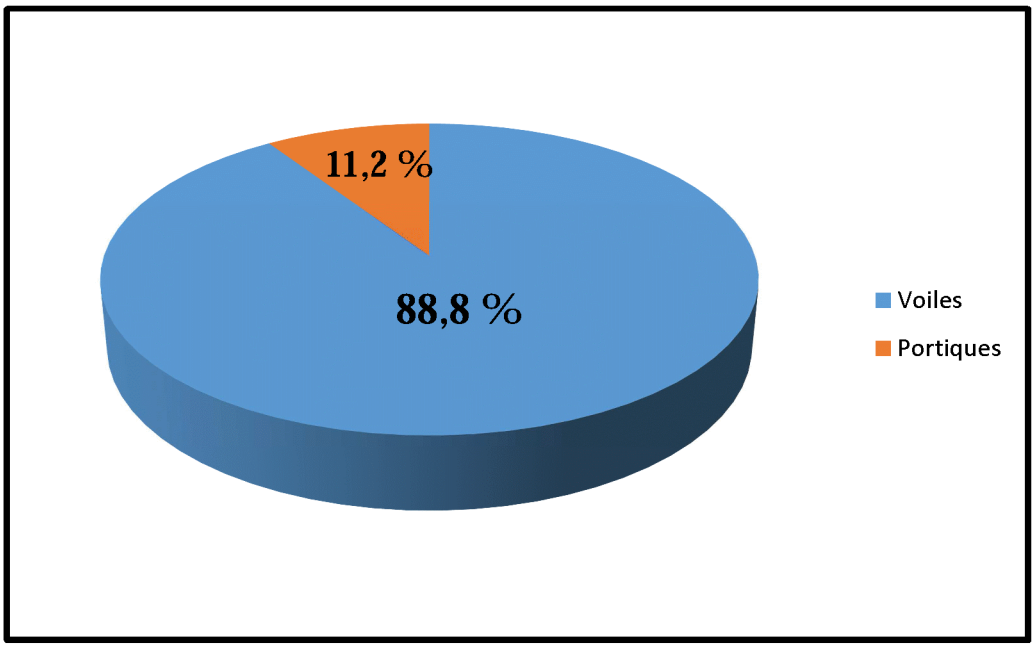
❖ **Sens transversales :**

- Voiles : **83,1** %
- Portiques : **16,9** %



❖ **Sens longitudinales :**

- Voiles : **88,80** %
- Portiques : **11,2** %



➢ **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 passer au ferraillage des éléments structuraux.

I. Ferraillage des poutres :

1. Recommandation du RPA99 version 2003 :

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

1.) 35G+1.5Q ELU
G+Q ELS
2.) G+Q+E RPA2003
0.8G±E RPA2003

➢ **Armatures longitudinales :**

D'après le **(RPA 99/Art7.5.2),** les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont 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 40 ,en zone IIa

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poutres de rive et d'angle droit être effectué avec des crochets à 90 °

	POURCENTAGE MAXIMUM		SECTIONS MINIMALES(Cm²)
	Zone courante (Cm²)	Zone de recouvrement (Cm²)	
Poutre principale (30x40)cm²	**48**	**72**	**6.00**
Poutre secondaire (30x35)cm²	**42**	**63**	**5.25**

Tableaux VI-1 : pourcentage des armatures longitudinales

➢ **Armatures transversales :** *ART (7.5.2.2)*

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 x S_t \, xb$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :
  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_t\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

  $S_t \leq \frac{h}{2} \Longrightarrow$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).
  Avec :

  - Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.
  - Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

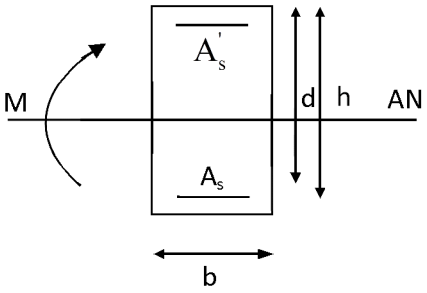
II. FERRAILLAGE DES POUTRES A L'ELU :

➢ ***Armatures longitudinales :***

.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

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



Pour les FeE400

$$\text{Si } \mu_b < \mu \quad \Rightarrow \text{ Section simplement armée(S.S.A)}$$

$$\text{Si } \mu_b > \mu \quad \Rightarrow \text{ section doublement armée (S.D.A)}$$

➢ **Calcul du moment réduit** limite « μ_l » :

$$\left.\begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array}\right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits «μ_l» et «μ», deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_\ell = 0{,}392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \qquad \text{tell que} \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_\ell = 0{,}392$ la section est doublement armée

$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_l$$

Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad b$$

- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

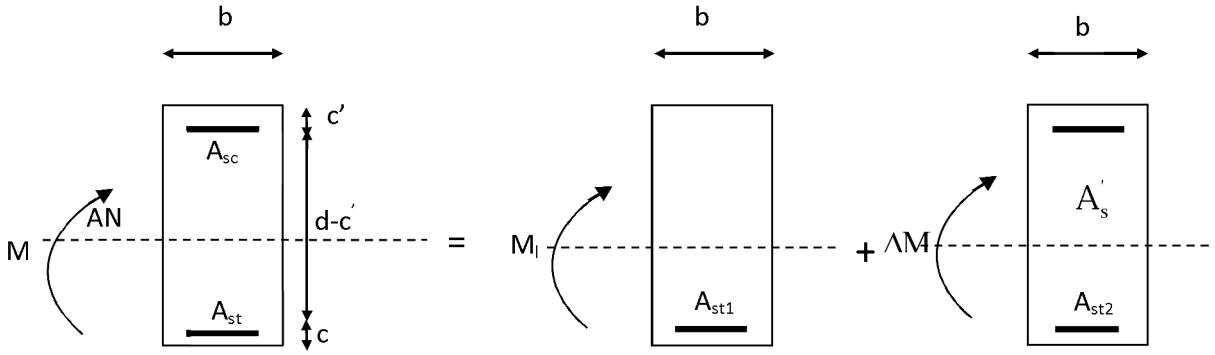


Fig.VI.1 : schéma de calcul en flexion simple

Nota : en raison des coefficients de sécurité qui différent, une destination sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles

- ✓ M_{ELU} *: Moment max à l'ELU.*
- ✓ M_{ACCI} *: Moment max dans le cas accidentel.*

III. Ferraillage des poutres :

1. Détermination des moments fléchissant :

Poutres principales :

Les moments sur appuis (appuis supérieures et inférieures) et en travée (fibres supérieures et inférieures) en [KN.M]

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants:

- **Etudes des poutres principales :**

✓ **Aux appuis :**

étage	Comb	M_U(KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	choix des barres
Sous_sol	Acci	89.493	7,74	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
RDC	Acci	132.969	12,19	15.45	**6HA16+(3HA12)chap**
1er	Acci	147.681	13,84	15.45	**6HA16+(3HA12)chap**
2eme	Acci	144.372	13,46	15.45	**6HA16+(3HA12)chap**
3eme	Acci	144.439	13,47	15.45	**6HA16+(3HA12)chap**
4eme	Acci	132.108	12,09	15.45	**6HA16+(3HA12)chap**
5eme	Acci	129.379	11,8	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
6eme	Acci	125.599	11,39	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
7eme	Acci	105.77	9,34	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**

Tableau VI.2 : Ferraillage des poutres principales (30X40) aux appuis

✓ *En travée :*

étage	**comb**	**M_u (KN.m)**	**A_{cal}** (cm^2)	**A_{adop}** (cm^2)	**choix des barres**
Sous_sol	ELU	76.63	6,53	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
RDC	ELU	101.409	8,9	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
1er	ELU	107.949	9,56	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
2eme	ELU	81.593	6,99	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
3eme	ELU	81.394	6,97	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
4eme	ELU	69.793	5,9	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
5eme	ELU	68.811	5,81	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
6eme	ELU	67.722	5,71	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
7eme	ELU	49.385	4,08	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**

Tableau VI.3 : Ferraillage des poutres principales en travées (30X40)

Etudes des poutres secondaires :

✓ Aux appuis :

étage	comb	M (KN.m)	Acal (cm^2)	Aadop (cm^2)	choix des barres
Sous_sol	Acci	99.294	10,55	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
RDC	Acci	110.868	12,06	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
1er	Acci	109.704	11,91	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
2eme	Acci	111.422	12,14	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
3eme	Acci	110.312	11,99	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
4eme	Acci	101.179	10,79	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
5eme	Acci	91.926	9,63	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
6eme	Acci	85.002	8,79	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
7eme	Acci	74.055	7,51	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**

Tableau VI.4 : Ferraillage des poutres secondaires (30X35) aux appuis

✓ En travée :

étage	comb	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	Aadop(cm^2)	choix des barres
Sous_sol	Acci	98.022	10,39	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
RDC	Acci	110.476	12,01	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
1er	Acci	108.549	11,75	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
2eme	Acci	99.227	10,54	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
3eme	Acci	84.242	8,7	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
4eme	Acci	69.054	6,95	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
5eme	Acci	49.359	4,81	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
6eme	Acci	41.453	4.00	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**
7eme	Acci	32.718	3,12	12.62	**6HA14+ (3HA12)chap**

Tableau VI.5 : Ferraillage des poutres secondaires (30X35) en travées.

Résumé VI.1:

La section totale des poutres doit être supérieure ou égale à la section minimale exigée Par le RPA c.-à-d $\Longrightarrow$ $(A_{appuis}+A_{travées}) \geq A_{min}$

- *Exemple : prenant le cas du RDC*

**poutres principales :*

$(A_{appuis}+A_{travées}) \geq A_{min} \Longrightarrow A_{adop}=12,62+12,62=25,24cm^2 \geq A_{min}=6cm^2$

**poutres secondaires :*

$(A_{appuis}+A_{travées}) \geq A_{min} \Longrightarrow A_{adop}=12,62+12,62=25,24cm^2 \geq A_{min}=5.25cm^2$

- *Tableau récapitulatif*

Niveaux	*Section (cm²)*	$A_{adoptée}$ *(cm²)* $(A_{appuis}+A_{travées})$	*Amin* (cm^2)	*obs*
Poutres principales	*30x40*	*25,24*	*6*	*Vérifiée*
Poutres secondaires	*30x35*	*25,24*	*5.25*	*Vérifiée*

Tableau VI.6: Ferraillage des poutres à l'ELU

IV. Vérification des poutres à l'ELU :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **La condition de non fragilité** *(BAEL 91 Art 4.2.1)* **:**

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

- ***Poutres principales de (30x40) :***

$$A_{adopté} \geq A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.340 cm^2 \Rightarrow A_s \succ A_{\min}$$

- ***Poutres secondaires de (30x 35) :***

$$A_{adopté} \geq A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 cm^2 \Rightarrow A_s \succ A_{\min}$$

$A_{adop} > Amin \Longrightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

- ***Justification sous sollicitation d'effort tranchant*** *(BAEL 91 Art A.5.1.21) :*

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis des états ultimes ; cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle ≪τu» ; prise conventionnellement égale à :

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$ Avec : Tmax : effort tranchant max à l'ELU

- ***Poutres principales de (30x40) :***

$T_{Max} = 152.95(KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = . \frac{152.95 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.377 MPa$

- ***poutres principales de (30x35) :***

$T_{Max} = 222.95(KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = . \frac{222.95 x 10^3}{300 x 320} = 2.322 MPa$

➢ **Etat limite ultime du béton de l'âme** *(BAEL 91 Art A.5.1.21) :*

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier :

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33 MPa$

- Poutres principales :

$\tau_u = 1.377 MPa \prec 3.33 MPa \Rightarrow C.V$

- Poutres secondaires :

$\tau_u = 2.322 MPa \prec 3.33 MPa \Rightarrow C.V$

➢ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- Influence sur le béton : Il faut vérifier que

$$T_u \leq \overline{T_u} 0.40 \frac{0.9 dxbxf_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales (30x40):

$$T_u \leq \overline{T_u} 0.40 \frac{0.9 dxbxf_{c28}}{\gamma_b}$$

Tu=152.95 KN < 594KN…… **…… la condition est vérifiée**

- Poutres secondaires (30x35):

$$T_u \le \overline{T_u} 0.40 \frac{0.9 dxbxf_{c28}}{\gamma_b}$$

Tu=222.95 KN < 594KN ……**la condition est vérifiée**

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

Lorsqu'au droit d'un appui :

$\tau_u = T_u - \frac{M_u}{0.9d} \succ 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

D'où : $A_a \ge \frac{1.15}{fe} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d})$

- Poutres principales :

$152.95 - \frac{147.681}{0.9 \times 0.37} = -193.66 \prec 0$

- Poutres secondaires :

$222.95 - \frac{115.422}{0.9 \times 0.32} = -177.82 \prec 0$

} armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (BAEL91 modifiées 99Art. A.6.1,3) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15 MPa$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se\text{-}u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15$ MPa avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres principales :

$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 14) = 131.88 mm$

δ_{se}=152.95x10^3 /0.9x370x131.88

δ_{se}=3.48Mpa ⟹…… **la contrainte d'adhérence est vérifiée.**

- poutres secondaires :
- $\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 14) = 131.88 mm^2$

δ_{se}=152.95x10^3 /0.9x370x131.88

δ_{se}=3,48Mpa ⟹ …… **la contrainte d'adhérence est vérifiée.**

❖ **Longueur de scellement droit des barres : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 22) :**

On définit la longueur de scellement droit **ls** comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$\tau_{se}=\frac{\phi f_e}{4\times\tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{se}=0.6\times\psi^2\times f_{t28}=2{,}835Mpa$$

- pour Ø16=56.43cm
- pour Ø14=49.38cm
- pour Ø12=42.32cm

Les règles de BAEL 91(Art A.6.1, 21.) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A.

- Pour Φ 16 : l_a = 22.572 cm.
- Pour Φ 14 : l_a = 19,75 cm
- Pour Φ 14 : l_a = 16.93 cm.

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversaux :(Art 7.5.2.2/RPA2003) :**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges verticales, par conséquent l'effort tranchant est variable sur toute leurs longueurs ; on doit spécifier un écartement des armatures transversales dans la zone nodale et courante.

Zone nodale : $S_t\le\min\left(\frac{h}{4},12\Phi_L\right)$

-**poutres principales** : $S_t\le\min\left(\frac{40}{4}=10;12\times1.4=16.80cm\right)=10cm$

$S_t=10\ cm$

-**poutres secondaires** : $S_t\le\min\left(\frac{35}{4}=8.75;12\times1.4=16.80cm\right)=8.75cm$

$S_t=8\ cm$

Zone courante : $S_t\le\frac{h}{2}$

-poutres principales : $S_t\le\frac{h}{2}\Rightarrow S_t\le\frac{40}{2}=20\Rightarrow S_t=15\ cm$

--poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t = 15\ cm$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :
At = 0.003 x St x b (Article 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

- Zone nodale : $A_t = 0.003x10x30 = 0.90cm^2$
- Zone courante : $A_t = 0{,}003x15x30 = 1.35cm^2$

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

-**poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14\ ; 11{,}43\ ; 30)$$

$\phi_t \leq 11{,}43\ mm \Rightarrow$ On adopte un cadre et un étrier de **Ø8**

-**poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14\ ; 10\ ; 30)$$

$\phi_t \leq 10\ mm \Rightarrow$ On adopte un cadre et un étrier de **Ø8**

❖ **Espacement minimal :**

-**Poutres principales :**

$$St \leq \min\{0{,}9d\ ;\ 40\,cm\ ;\ 15\phi_l\} \Rightarrow St \leq \min\{33.3\,cm\ ;\ 40\,cm\ ; 21cm\}$$
$$St \leq 21cm \Rightarrow St = 15\,cm$$

-**Poutres secondaires :**

$$St \leq \min\{0{,}9d\ ;\ 40\,cm\ ;\ 15\phi_l\} \Rightarrow St \leq \min\{28.8\,cm\ ;\ 40\,cm\ ; 21cm\}$$
$$St \leq 21\,cm \Rightarrow St = 15\,cm$$

V. Vérification à l'ELS :

❖ **Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.
Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.
Contrainte admissible de l'acier : $\sigma\ S = 348\ MPa$
Contrainte admissible du béton : $\sigma\ bc = 15\ MPa$
La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$$

La contrainte dans l'acier est $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$ Avec A : Armatures adoptées à l'ELU.

On calcul : $\rho = \frac{100A}{bd}$ est on déduit les valeurs de k1 et β1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

  - ✓ **Aux appuis :**

étage	M_{ser}(KN.m)	d cm	b cm	A_{cal} cm²	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Sous_sol	61.175	37	30	12,62	**1.136**	0.854	19.25	**288.7**	**7.92**	**15**	**ok**
RDC	40.492	37	30	15.45	**1.391**	0.843	16.85	**156.2**	**4.69**	**15**	**ok**
1er	44.688	37	30	15.45	**1.391**	0.843	16.85	**172.4**	**5.17**	**15**	**ok**
2eme	52.844	37	30	15.45	**1.391**	0.843	16.85	**203.9**	**6.12**	**15**	**ok**
3eme	54.440	37	30	15.45	**1.391**	0.843	16.85	**210.0**	**6.30**	**15**	**ok**
4eme	56.639	37	30	15.45	**1.391**	0.843	16.85	**218.5**	**6.56**	**15**	**ok**
5eme	59.023	37	30	12,62	**1.136**	0.854	19.25	**278.5**	**7.65**	**15**	**ok**
6eme	62.903	37	30	12,62	**1.136**	0.854	19.25	**296.9**	**8.14**	**15**	**ok**
7eme	61.297	37	30	12,62	**1.136**	0.854	19.25	**289.3**	**7.93**	**15**	**ok**

  - ✓ **En travée :**

Etage	M_{ser} (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	d cm	b cm	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Sous_sol	48.199	12.62	37	30	**0.831**	0.887	29.25	**308.9**	**7.35**	**15**	**ok**
RDC	24.784	12.62	37	30	**1.136**	0.854	19.25	**117.0**	**3.21**	**15**	**ok**
1er	24.92	12.62	37	30	**1.136**	0.854	19.25	**117.6**	**3.23**	**15**	**ok**
2eme	36.156	12.62	37	30	**0.831**	0.883	27.73	**231.7**	**5.51**	**15**	**ok**

3eme	35.967	12.62	37	30	**0.831**	0.883	27.73	**230.5**	**5.48**	**15**	**ok**
4eme	37.04	12.62	37	30	**0.831**	0.891	30.87	**237.3**	**5.56**	**15**	**ok**
5eme	26.314	12.62	37	30	**0.831**	0.891	30.87	**168.6**	**4.01**	**15**	**ok**
6eme	25.057	12.62	37	30	**0.831**	0.891	30.87	**160.6**	**3.82**	**15**	**ok**
7eme	36.097	12.62	37	30	**0.831**	0.906	38.19	**231.3**	**5.5**	**15**	**ok**

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes max dans les poutres principales appuis et Travées.

- **Poutre secondaires :**

  - ✓ **Aux appuis :**

étage	M_U(KN.m)	A_{cal} (cm^2)	d cm	b cm	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Sous_sol	41.233	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**226.8**	**6.71**	**15**	**ok**
RDC	26.664	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**146.7**	**4.34**	**15**	**ok**
1er	34.128	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**187.7**	**5.55**	**15**	**ok**
2eme	42.316	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**232.8**	**6.89**	**15**	**ok**
3eme	49.188	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**270.6**	**8.00**	**15**	**ok**
4eme	52.629	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**289.5**	**8.56**	**15**	**ok**
5eme	53.859	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**296.3**	**8.76**	**15**	**ok**
6eme	56.098	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**308.6**	**9.13**	**15**	**ok**
7eme	52.51	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**288.9**	**8.55**	**15**	**ok**

étage	M_U(KN.m)	A_{cal} (cm^2)	d cm	b cm	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	OBS
Sous_sol	12.277	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**67.5**	**2.00**	**15**	**ok**
RDC	11.652	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**64.1**	**1.90**	**15**	**ok**
1er	17.414	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**95.8**	**2.83**	**15**	**ok**
0.895	32.62	12.62	32	30	**1.314**	0.846	17.47	**125.7**	**3.72**	**15**	**ok**
3eme	25.843	12.62	32	30	**0.961**	0.863	21.50	**192.9**	**4.96**	**15**	**ok**

4eme	24.247	12.62	32	30	**0.961**	0.863	21.50	**181.0**	**4.56**	**15**	**ok**
5eme	25.721	12.62	32	30	**0.961**	0.863	21.50	**192.0**	**4.94**	**15**	**ok**
6eme	27.231	12.62	32	30	**0.961**	0.863	21.50	**203.3**	**5.23**	**15**	**ok**
7eme	21.283	12.62	32	30	**0.961**	0.863	21.50	**158.9**	**4.09**	**15**	**ok**

✓ **En travée :**

Tableau VI.8: Vérification des contraintes max dans les poutres secondaires appuis et travées.

VI. Vérifications de la flèche :

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par le logiciel SOCOTEC

- **Sens xx :**

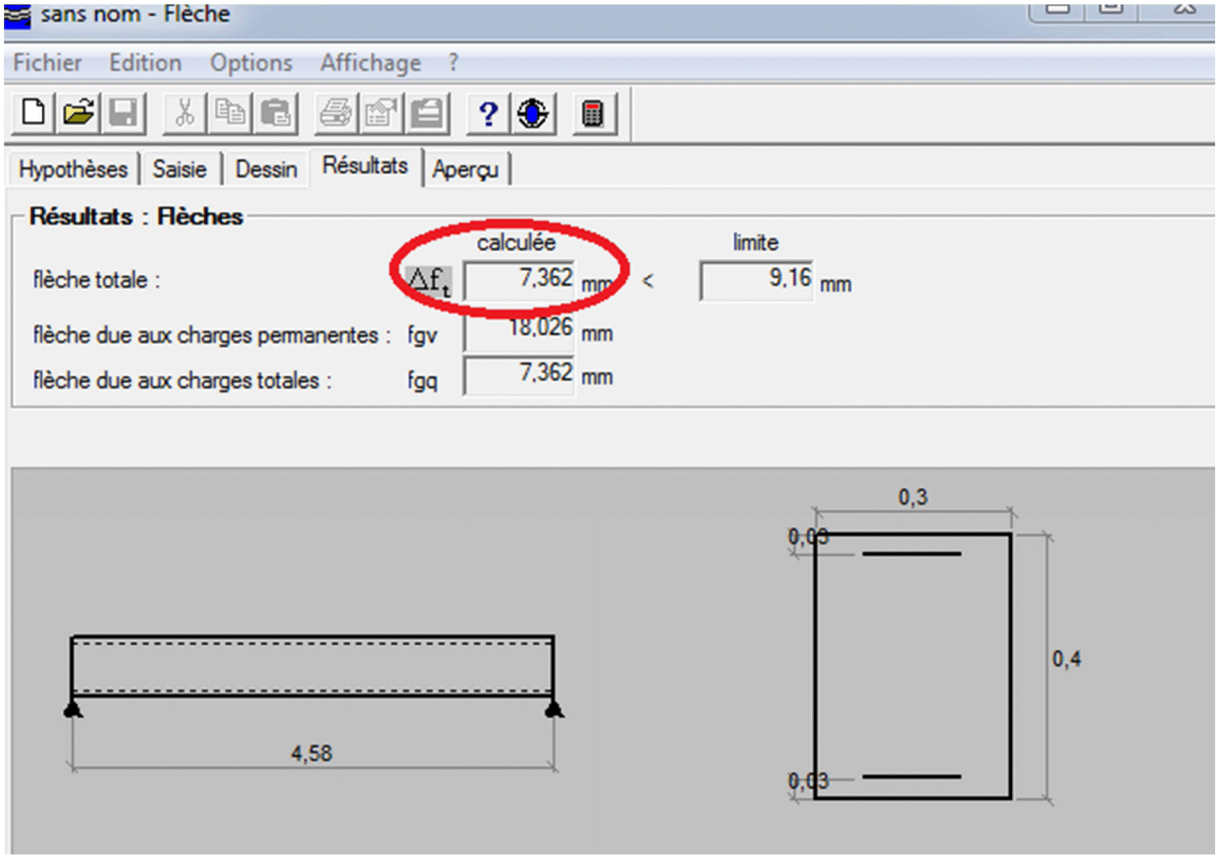


Figure VI.4 :La flèche suivant (xx)

$f = 0.736cm \prec \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{458}{500} = 0{,}916cm$ ……**condition vérifiée**

- **Sens yy :**

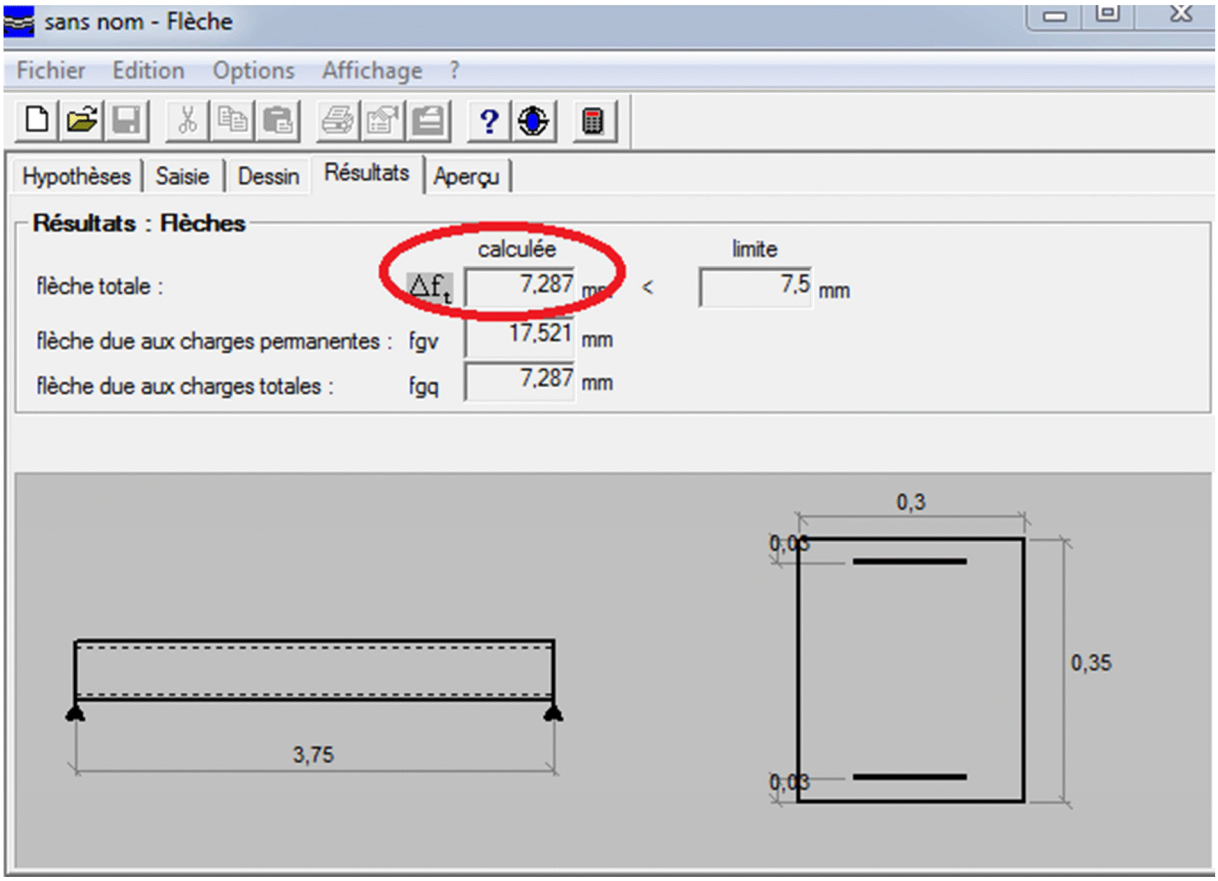


Figure VI .5 :La flèche suivant (yy)

$f = 0.72 \prec \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0{,}75cm$ ……**condition vérifiée**.

Finalement : La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

- **Résumé VI.2: Le ferraillage des poutres est récapitulé comme suite :**

- **Poutres principales :**
  - **Aux appuis :**

Etages	Nature	Ferraillages
Sous-sol et du 5eme au 7eme étage	sup	3HA114+(3HA12)chapeaux
	inf	3HA14
RDC au 4eme étage	sup	3HA16+(3HA12)chapeaux
	inf	3HA16

  - **En travées :**

Etages	Nature	Ferraillages
Sous-sol au 7eme étage	sup	3HA14
	inf	3HA14+(3HA12)chapeaux

Tableaux VI.9 : ferraillage des poutres principales (30x40) aux appuis et en travées .

- **Poutres secondaires :**
  - **Aux appuis :**

Etages	Nature	Ferraillages
Sous-sol au 7eme étage	sup	3HA14+(3HA12)chapeaux
	inf	3HA14

  - **En travées :**

Etages	Nature	Ferraillages
Sous-sol au 7eme étage	sup	3HA14
	inf	3HA14+(3HA12)chapeaux

Tableaux VI.10 : ferraillage des poutres secondaires (30x35) aux appuis et en travées .

I. Ferraillage des poteaux

1. Introduction

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- **ELU**……...1,35G+1,5Q
- **ELS**…….....G + Q

RPA99 révisé 2003……..G+Q±E , 0,8G± E

2. Recommandation du RPA 2003

a. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm.**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

- **Pourcentage minimal**

Le pourcentage minimum d'acier dans notre cas est de **0.8** % de la section du béton :

poteaux (45×45): $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16{,}2cm^2$

poteaux (40×40): $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12{,}8cm^2$

poteaux (35×35): $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9{,}8cm^2$

- **Pourcentage maximal**

Le pourcentage maximum d'acier est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- **Zone courante**

poteaux (45×45): $A_{min} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81{,}00cm^2$

poteaux (40×40): $A_{min} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64{,}00cm^2$

poteaux (35×35): $A_{min} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49{,}00cm^2$

- **Zone de recouvrement**

poteaux (45×45): $A_{min} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121{,}50cm^2$

poteaux (40×40): $A_{min} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96{,}00cm^2$

poteaux (35×35): $A_{min} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 35 \times 35 = 73{,}50cm^2$

Section des poteaux : (cm^2)	Pourcentage minimal A_{min} =0,8%b×h (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement A_{max}=0,06xbxh (cm^2)	Zone de recouvrement A_{max}=0,04xbxh (cm^2)
45x45	16,20	121,50	81,00
40x40	12,80	96,00	64,00
35x35	9.80	73,50	49,00

Tableaux VI.12 : récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

b. Les armatures transversales :

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.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2):

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier fe=400MPa

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \le \min\left(10\Phi_l ; 15\,cm\right) & \text{en zone nodale} \\ S_t \ge \min 15\Phi_l & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales dans les poteaux:

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \ge 5 \rightarrow A_{min} = 0{,}3\% \\ \lambda_g \le 3 \rightarrow A_{min} = 0{,}8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

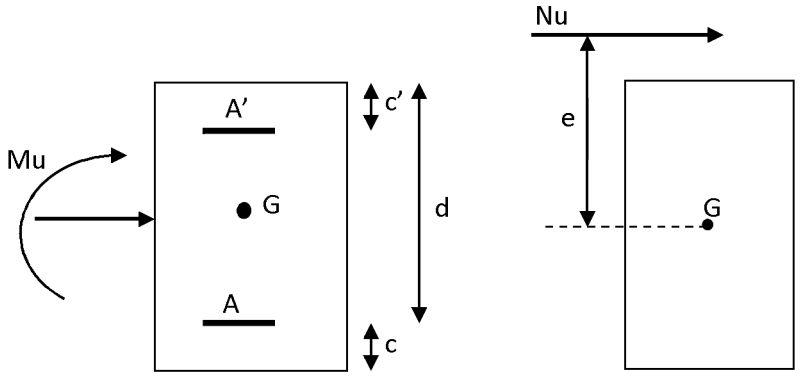
Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

3. Calcul et ferraillage :

Etapes de calcul en flexion composée :

a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :



$$\begin{cases} e = \dfrac{M_u}{N_u} > \dfrac{h}{2} - c \\ N_u (d - c) - M_f \le (0.337 - 0.81\dfrac{c}{h})\, bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

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

→Mf : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

❖ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

▪ Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée (S.S.A) $\Longrightarrow$ β

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta, d, \sigma_s}, \qquad A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif

Si A_s est négative $A_s \geq \max\left\{\frac{bh}{1000}, 0.23bh\frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$

▪ Si $\mu_b \geq \mu_r$ la section est doublement armée(S.D.A) donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$M_r = \mu bd^2 f_{bc}$$

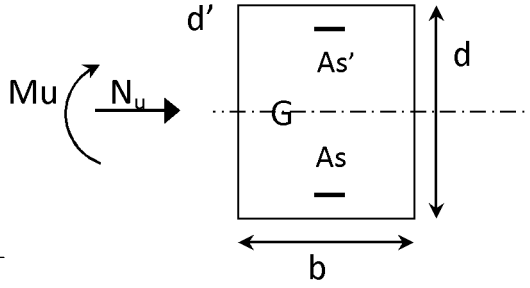
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_r = \frac{M_r}{\beta_r d\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

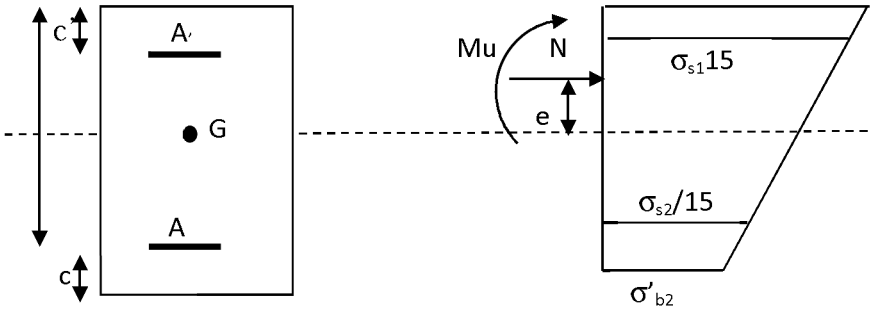
$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$



La section réelle d'armatures est $A' = A', A_s = A_1 - \frac{N_s}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)



$$\begin{cases} e = \dfrac{M_u}{N_u} \le \dfrac{h}{2} - c \\ \\ N_u (d - c') - M_f \succ (0.337 - 0.81\dfrac{c'}{h})\, bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $\left(0{,}337 - 0.81\dfrac{c'}{h}\right) bh.f_{bc} \prec N_{u.}(d-c') - M_f \prec \left(0{,}5 - \dfrac{c'}{h}\right) bhf_{bc}$

La section d'armature est :

$$A_s' = \frac{N - 100.\psi.b.h.f_{cb}}{100\sigma_s},\ As = 0$$

Avec : $$\Psi = \frac{0.357 + \dfrac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \dfrac{c'}{h}}$$

2) Si $N_u (d - c') - M_f \ge (0{,}5 - \dfrac{c'}{h})\, bh^2 f_{bc}$

La section d'armatures sera :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0{,}5h).b.h.f_{bc}}{(d - c')\sigma_s},\ A_s = \frac{N - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A_s$$

Si $e_u = \dfrac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armatures sera $A = \dfrac{N_u - B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec B : Aire de la section du béton seul.
σs : Contrainte de l'acier

- ✓ **Remarque**

Nous allons ferrailler par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux

Zone I : sous-sol et RDC

Zone II : du 1^{ere} au 4eme.

Zone III : du 5eme au 7eme étage.

- ***Calcul et ferraillage des poteaux :***

Le ferraillage des poteaux et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- *Ferraillage des poteaux selon le sens longitudinal (M2)*

Niveau		Section	com	N(KN)	M_2(KN.m)	obs	s_1(cm²)	s_2(cm²)	A_{adop}(cm²)	Choix des barres
Zone I	Sous-sol RDC	45x45	Nmax	295.08	6.434	S.E.C	3.75	4.73	20,60	4HA20+4HA16
			Nmin	-1574.73	-0.322	S.E.C	0	0		
			Mmax	87.131	295.08	S.E.C	0	0.67		
Zone II	1ere Au 4eme	40x40	Nmax	35.14	27.469	S.E.C	3.42	3.61	16,08	8HA16
			Nmin	--1174.55	-1.809	S.E.C	0	0		
			Mmax	90.905	-159.55	S.E.C	0	0		
Zone III	5eme Au 7eme	35x35	Nmax	42.38	0.812	S.E.C	3.53	2.69	14,19	4HA16+4HA14
			Nmin	-446.63	-4.956	S.E.C	0	0		
			Mmax	61.733	-143.41	S.P.C	0	0		

TableauVI.13 : ferraillage des poteaux sens longitudinale (M_2)

- *Ferraillage des poteaux selon le sens transversal (M3) :*

Niveau		Section	com	N(KN)	M_3(KN.m)	obs	□s_1(cm²)	□s_2(cm²)	A_{adop}(cm²)	Choix des barres
Zone I	Sous-sol Au RDC	45x45	Nmax	295.08	1.899	S.E.C	4.1	4.39	20,60	4HA20+4HA16
			Nmin	-1574.73	-1.057	S.E.C	0	0		
			Mmax	87.132	295.08	S.E.C	0	0		
Zone II	1 ere Au 4 eme	40x40	Nmax	35.14	1.256	S.E.C	3.4	2.74	16,08	8HA16
			Nmin	-1174.55	-6.644	S.E.C	0	0		
			Mmax	90.905	35.14	S.E.C	0	4.22		
Zone III	5 eme Au 7 eme	35x35	Nmax	42.38	3.1	S.E.C	1.29	2.93	14,19	4HA16+4HA14
			Nmin	-446.63	9.731	S.E.C	0	0		
			Mmax	61.733	42.38	S.E.C	0	4.97		

Tableau VI.14 : Ferraillage des poteaux sens transversale (M_3)

Résumé VI.3:

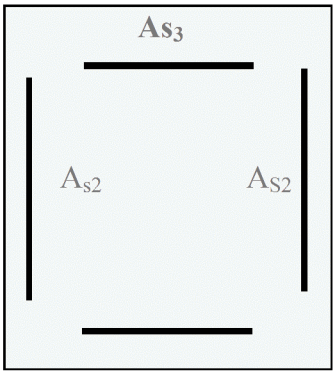
La section totale du poteau doit être supérieure ou égale à la section minimale exigée Par le RPA c.-à-d. $\Longrightarrow$ $(2A_1+2A_2)\geq A_{min}$

- ***Tableau récapitulatif***

Niveaux	*Section (cm²)*	*$A_{adoptée}$ (cm²) $(2A_1+2A_2)$*	*Amin (cm^2)*	*obs*	*Chois des armatures*
Sous-sol et RDC	*Zone I 45x45*	*16.98*	*16.20*	*Vérifiée*	*4HA20+4HA16*
Du 1re au 4eme etage	*Zone II 40x40*	*14.06*	*12.8*	*Vérifiée*	*8HA16*
Du 5eme au 7eme	*Zone III 35x35*	*12.44*	*9.8*	*Vérifiée*	*4HA16+6HA14*

Tableau VI.15: Ferraillage des poteaux

Résume N°1 :



As_2: armatures dans le sens yy.

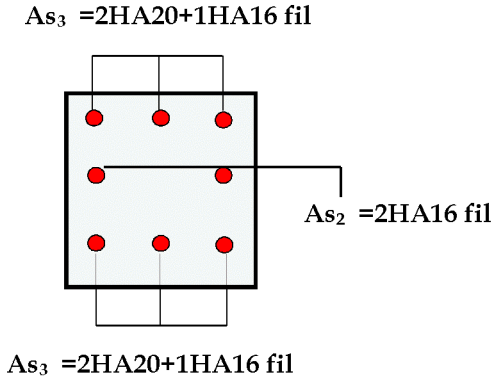
As_3: armatures dans le sens xx.

Ferraillage des poteaux (45x45) :

Sens xx : $As_{2\,max}$ = 4,73 cm²

Sens yy : $As_{3\,max}$ = 4,39 cm²

On opte pour le ferraillage suivant :



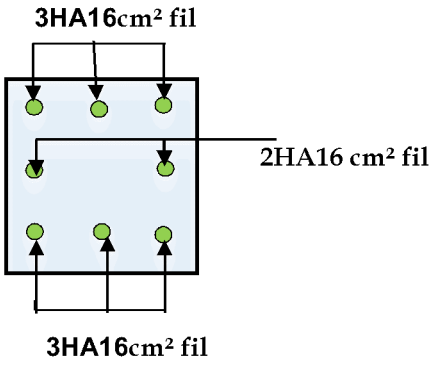
La section totale de **4HA20+4HA16 =20,60 cm²** est supérieur à la section minimale exigée

- **Ferraillage des poteaux (40x40):** **La condition est vérifiée**

Sens xx : $As_{2\,max}$ =3.61cm²

Sens yy : $As_{3\,max}$ = 2.74 cm²

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de **8HA16 = 16.08 cm²** est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s\,min}$= 12.8cm²)…… **La condition est vérifiée**

- **Ferraillage des poteaux (35x35):**

Sens xx : $As_{2\,max}$ =2.69cm²

Sens yy : $As_{3\,max}$ = 2.93cm²

On opte pour le ferraillage suivant :

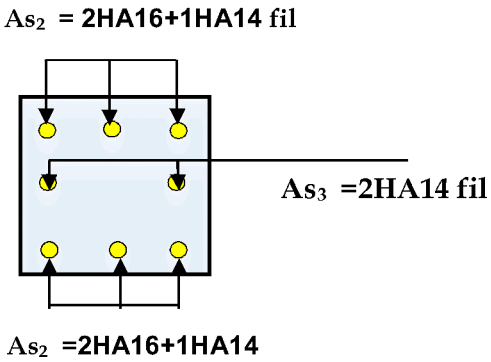


Fig VI 6. : Ferraillages des poteaux

La section totale de **4HA16+4HA14 = 14,19cm²** est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{s\,min}$=**9.8** cm²)…… **La condition est vérifiée**

II. Vérifications à l'ELU :

1. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leur rôle principal est de maintenir les armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL.91-modifié99, le diamètre des armatures transversales " " est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

❖ Leur diamètre doit être tel que :

Φ_L^{max}: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.666mm \text{ , soit } \Phi_t = 8mm$$

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales, fe=400MPa

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Telle que :$L_f = 0.7l_0$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

l_0 = longueur libre du poteau.

Avec $\begin{cases} l_0=400cm \text{ pour le RDC} \\ l_0=306cm \text{ pour les étages courants.} \end{cases}$

❖ **Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone nodale : $S_t \leq \min\left(10\Phi_l^{min}, 15cm\right) = \min(10\times1,4;15cm) = 14cm \rightarrow S_t = 10\ cm$

- En zone courante : $S_t \leq 15\ \Phi_l^{min} = 21cm \rightarrow S_t = 15\ cm$

Avec : Φl = 16 cm est le diamètre minimum des armatures longitudinales des poteaux.

Calcul de λ g et de At min :

$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7 l_0$ avec l_0=306cm pour les différents étages

- Poteaux (35x35) :

$\lambda_g = 6.12 > 5 \rightarrow \frac{At}{(bxst)} = 0.3\%$

$A_{min} = 0.3\%\ S_t \times b$

Zone nodale : At min= 0.003 x 35 x 10= 1,575cm2< A = 1,05 cm² ⇒ Condition vérifiée
Zone courante : At min = 0.003 x 35 x 15= 1.575 cm2< A = 2.01 cm² ⇒ Condition vérifiée

- Poteaux (40x40) :

$\lambda_g = 5.35 > 5 \rightarrow \frac{At}{(bxst)} = 0.3\%$

Zone nodale : At min= 0.003 x 40x 10= 1,2cm² < A = 2.01 cm² ⇒ Condition vérifiée
Zone courante : At min = 0.003 x 40 x 15= 1.80 cm² < A = 2.01 cm² ⇒ Condition vérifiée

- Poteaux (45x45) pour le sous-sol :

$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7 l_0$ avec l_0=400cm pour RDC

$\lambda_g = 6.22 > 5 \rightarrow \frac{At}{(bxst)} = 0.3\%$

Zone nodale : At min= 0.003 x 45 x 10= 1,35cm² < A = 2.01 cm² ⇒ Condition vérifiée
Zone courante : At min = 0.003 x 45 x 15=1,95 cm² < A = 2.01 cm² ⇒ Condition vérifiée

✓ **Remarque :**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\emptyset = 8cm)$ minimums.

❖ ***Longueur de recouvrement :***

* *Zone I : $L_R = 40\emptyset_{min} = 40x1,6=64cm$*
* *Zone II : $L_R = 40\emptyset_{min} = 40x1.6=64cm$*

* *Zone III : L_R=40 $Ø_{min}$=40x1,4=56cm*

❖ ***Délimitation de la zone nodale :***

* *Au niveau des poutres* :
  L'= 2 *x* h ; h : hauteur de la poutre
* *Au niveau des poteaux* :
  h' = max (h_e /6 , b1, h1, 60cm).
  b1 et h1 : dimensions du poteau

  he : hauteur entre nu des poutres

  h'= max (314/6 , 45, 45, 60 cm) = 60cm.

❖ ***Longueur d'ancrage*** :

$$L_s = \frac{\phi_{\min.} f_e}{4\tau_{su}}, \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1MPa$$

$$\psi_s = 1.5(acierHA)$$

* Pour les HA16 : $l_s = \frac{1.6\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 56.44cm$
* Pour les HA20 = $\frac{2.0\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 70.55cm$

III. Vérification à L'ELS:

➢ **Etat limite de compression du béton :**

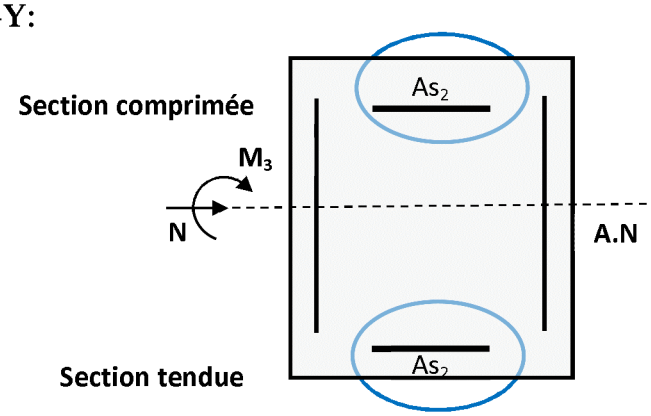
Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc}$ =**15 Mpa** **1pa**

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **X-X** et **Y-Y.**

➢ **Sens Y-Y:**



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $As_{2adopté}$.

Aciers comprimés : $As_{2adopté}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{s\ inf}$: Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{s\ sup}$: Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens X-X.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

•Sens longitudinal des poteaux :

Section	*N_S (KN)*	*M_s (KN.m)*	*A_s (cm^2)*	*σ_b sup (MPa)*	*$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)*	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	*OBS*	*σ_s sup (MPa)*	*$\sigma_{s\ inf}$ (MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	*OBS*
45x45	*-2.33*	*0.188*	*20,60*	*0,02*	*0*	*15*	*C.V*	*0,28*	*0,03*	*348*	*C.V*
	-1141.5	*-0.234*		*4,91*	*4,88*	*15*	*C.V*	*73,6*	*73,3*	*348*	*C.V*
	-2.33	*57.124*		*3,88*	*0*	*15*	*C.V*	*43,7*	*-143,8*	*348*	*C.V*
40x40	*-66.62*	*0.22*	*16,08*	*0.95*	*0.76*	*15*	*C.V*	*14*	*11.6*	*348*	*C.V*
	-851.41	*-1.314*		*6.01*	*5.99*	*15*	*C.V*	*90.2*	*89.9*	*348*	*C.V*
	37.851	*-66.62*		*4.07*	*2.23*	*15*	*C.V*	*58.9*	*35.6*	*348*	*C.V*
35x35	*-2.33*	*0.188*	*14,19*	*0,04*	*0*	*15*	*C.V*	*0,5*	*-0,01*	*348*	*C.V*
	-324.28	*-3.59*		*2,69*	*4.2*	*15*	*C.V*	*64.1*	*63.1*	*348*	*C.V*
	31.417	*-2.33*		*2.82*	*1,92*	*15*	*C.V*	*39,4*	*29,8*	*348*	*C.V*

Tableau VI.16): Vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens longitudinal M_2.

•**Sens transversal des poteaux :**

Section	*N_S (KN)*	*M_s (KN.m)*	*A_s (cm²)*	*$\sigma_{b\,sup}$ (MPa)*	*$\sigma_{b\,inf}$ (MPa)*	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	*OBS*	*$\sigma_{s\,sup}$ (MPa)*	*$\sigma_{s\,inf}$ (MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	*OBS*
45x50	*-2.33*	*-0.94*	*20.60*	*0,07*	*0*	*15*	*C.V*	*0,89*	*-1,42*	*348*	*C.V*
	-1141.5	*-0.692*		*4,92*	*4,86*	*15*	*C.V*	*73,8*	*72,9*	*348*	*C.V*
	-2.33	*57.124*		*3,88*	*0*	*15*	*C.V*	*43,7*	*-143.8*	*348*	*C.V*
40x40	*-66.62*	*0.664*	*16.08*	*5,69*	*0*	*15*	*C.V*	*61,4*	*-210*	*348*	*C.V*
	-851.41	*-4.642*		*4,06*	*4,30*	*15*	*C.V*	*73,5*	*65,2*	*348*	*C.V*
	-66.62	*37.851*		*4,15*	*0*	*15*	*C.V*	*47,6*	*-103,4*	*348*	*C.V*
35x35	*-2.33*	*-0.94*	*14,19*	*0.16*	*0*	*15*	*C.V*	*1,8*	*-3,68*	*348*	*C.V*
	-324.28	*6.868*		*3,04*	*1,57*	*15*	*C.V*	*43,8*	*25,4*	*348*	*C.V*
	-2.33	*31.417*		*4,89*	*0*	*15*	*C.V*	*49,7*	*-178,2*	*348*	*C.V*

Tableau VI.17): vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens transversal M_3 .

Résume N°2 :

✓ Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton ……..condition vérifiée

IV. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si} \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25\ MPa \\ \lambda_g = 6.22 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 MPa$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{42.94 \times 10^3}{350 \times 320} = 0{,}383 MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$$

T =42.94 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35x35 sous charges sismiques GQE)

- **Poteaux (40x 40)**

$$\tau_b = \frac{58.83 \times 10^3}{400 \times 370} = 0{,}397\ MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$$

T =41.22 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x50 sous charges sismiques GQE)

- **Poteaux (45 x 45)**

$$\tau_b = \frac{67{,}10 \times 10^3}{450 \times 470} = 0{,}317\ MPa \leq \tau_{bu} = 1.875$$

T =67,10 kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x50 sous charges sismiques GQE)

→ Les contraintes tangentielles sont…… vérifiées.

VI.5) Vérification de la Condition de non fragilité : **(Art A.4.2,1/BAEL91modifieé 99)**

La section d'armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c25} = 2.1 MPa$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} [MPa]$
- $d = h - c$

les vérifications sont résumées comme suit :

•Sens transversal des poteaux :

Section	*N_S (KN)*	*M_s (KN.m)*	*e_s(m)*	*A_{min} (cm²)*	*$A_{adopté}$ (cm²)*	*OBS*
45x45	*-2.33*	*-0.94*	*0.40*	*5.65*	*20.60*	*C.V*
	-1141.5	*-0.692*	*0.0006*	*5.48*		
	-2.33	*57.124*	*-24.51*	*305*		
40x40	*-66.62*	*0.664*	*-0.009*	*4.24*	*16.08*	*C.V*
	-851.41	*-4.642*	*0.005*	*4.632*		
	-66.62	*37.851*	*0.56*	*4.50*		
35x35	*-2.33*	*-0.94*	*0.40*	*3 ,38*	*14,19*	*C.V*
	-324.28	*6.868*	*0.021*	*3,25*		
	-2.33	*31.417*	*-13.48*	*1.92*		

Tableaux VI.18 : vérification de la condition de non fragilité selon M_3

- **Sens longitudinal des poteaux :**

Section	*N_S (KN)*	*M_s (KN.m)*	*e_s(m)*	*A_{min} (cm^2)*	*$A_{adopté}$ (cm^2)*	*OBS*
40x45	*-2.33*	*0.188*	*-0.0806*	*5,302*	*20.60*	*C.V*
	-1141.5	*-0.234*	*0.0002*	*5,210*		
	-2.33	*57.124*	*-24.516*	*6,526*		
35x40	*-66.62*	*0.22*	*-0.003*	*4,311*	*16.08*	*C.V*
	-851.41	*-1.314*	*0.0015*	*4,448*		
	37.851	*-66.62*	*-1.760*	*4,26*		
30x35	*-2.33*	*0.188*	*-0.0806*	*3,68*	*14,19*	*C.V*
	-324.28	*-3.59*	*0.01107*	*3,26*		
	31.417	*-2.33*	*-0.0741*	*3 ,13*		

Tableaux VI.19 : vérification de la condition de non fragilité selon M_2

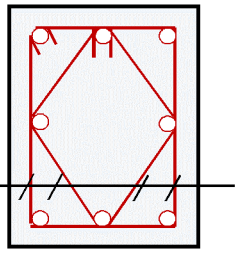
Résumé VI.4 :

Selon les deux sens (M3 et M2) on à :

- ✓ La condition de non fragilité est vérifiée
- ✓ Les vérifications à ELS sont vérifiées
- ✓ Les vérifications à ELU sont vérifiées :
  - Espacement des armatures selon le RPA
  - Armatures transversales

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales sont disposées comme montrés dans les schémas suivants :

Poteaux avec 08 barres



Les crochets ont une longueur de 10cm.

INTRODUCTION :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposé la structure en quatre zones de calcul :

- Zone I : Niveaux sous-sol et RDC
- Zone II : Niveaux 1, 2,3et 4
- Zone III : Niveaux 5,6 et 7

❖ **Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : ELU : 1.35G+1.5Q
ELS : G+Q

Selon le RPA 2003 : (G + Q □□E, 0.8G □□E).

I. Ferraillage des voiles :

❖ **Exposé de la méthode de calcul**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée qui égale à $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} \times L$

L t : longueur tendue : Lt = L - Lc

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

- **Section entièrement comprimée :**

a. Ferraillage d'une section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

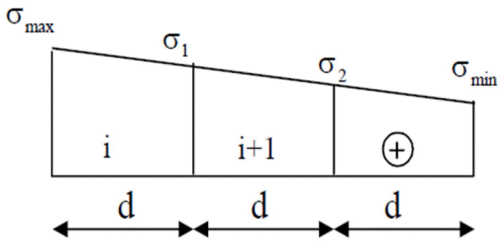


Figure VI.7 : Diagramme des contraintes(SEC)

Avec : **e** : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : σ_s = 400 MPa ; f_{bc} = 18.48 Mpa

Situation courante : σ_s = 348 MPa ; f_{bc} = 14.20 Mpa

- ✓ **Armatures minimales**

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

b. Ferraillage d'une section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times d \times e$$

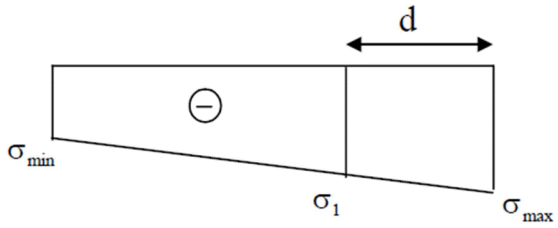


Figure VI.8 : Diagramme des contraintes (S.E.T)

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales minimales**

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

$A_{min} \geq 0.002\ B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1**).

B : section du tronçon considéré

- **Ferraillage section partiellement comprimée**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} .d_2 \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} .d_3 \cdot e$$

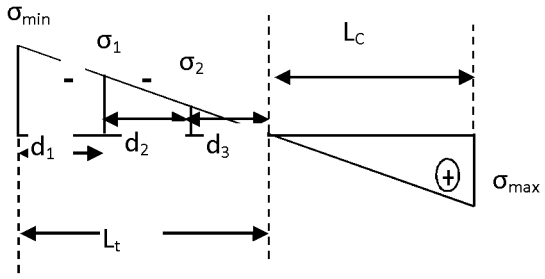


Figure VI.9 : Diagramme des contraintes(S.P.T)

La section d'armatures est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

- **Exigences de R PA 99 révise 2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zones courantes 0.10 %

➢ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\,\% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1% de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003….. [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle pour un mètre carré.

- **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4\ LV_u$

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.

- **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des bouts de voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est ≥ 4HA10

- **Espacement**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5\,e$$
$$S \leq 30\ cm$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

- **Longueur de recouvrement**

Elle doit être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

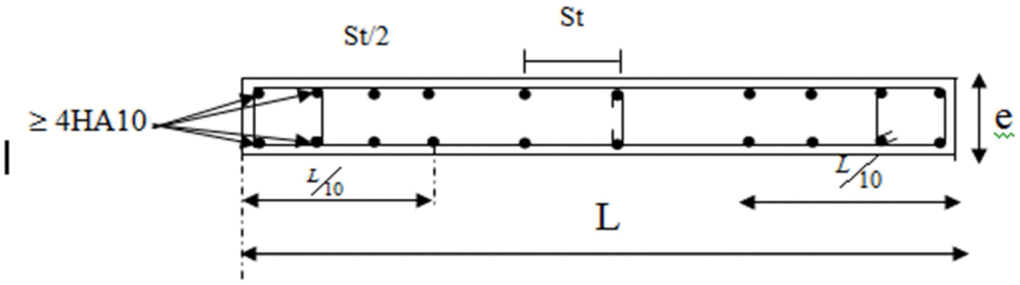


Figure VI.10: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

II. Vérifications :

❖ Vérification à L'ELS

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\ MPa$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

1. Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

2. Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage du voile VT1 de la zone I :

L = 2.00 m , e = 0,20 m

$\sigma_{max} = 5684,48 KN/m^2$

$\sigma_{min} = -8457,08 KN/m^2$

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

- **Calcul de "d" :**

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l = \frac{5684,48}{5684.48 + 8457.08} \times 2,00 = 0,80m$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Avec :
h_e : Hauteur entre nus du planchers du voile considéré.
L_c : La longueur de la zone comprimée.

Ce qui donne $L_t = L - L_C = 2,00 - 0,80 = 1,20m$.

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) = 0,53m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d) .

On adopte d =060m

- **Calcul des contraintes "σ1"**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = \frac{(1.20 - 0.60) \times 8457.08}{1.2} = 4228,54 \text{ kN/m}^2$$

- **Détermination des efforts normaux "N_{u1}" ; "N_{u2}"**

$$N_{U1=}\ \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2}d\cdot e=\frac{8457.08+4228.54}{2}\times 0.60\times 0{,}20=761.14KN$$

$$N_{u2}=\frac{\sigma 1}{2}.d_2\cdot e=253.71\,KN$$

- **Armatures minimales** :

$$A_{v1=}\frac{N_{U1}}{\sigma_S}=\frac{761.14}{348}\times 10=21.87\ cm^2$$

$$A_{v2=}\frac{N_{U2}}{\sigma_S}=\frac{253.71\times 10}{348}=7.87\ cm^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{vj=}1.1\ \frac{(1.4VU)}{f_e}=1{,}1\frac{1.4\times 318.35}{400}\times 10=12.25\ cm^2$$

- **1ere bande:**

$$\Longrightarrow\ À1_{=}\frac{A_{V1}}{2}+\frac{A_{VJ}}{4}=12{,}06\ cm^2$$

Soient 6HA16= 12,06 cm² avec un espacement : S_t=10cm

Donc :

-Pour la 1ere bande on opte : 2X (6HA16) = 24.12cm²

- **2eme bande :**

$$\Longrightarrow\ Àv2_{=}\frac{A_{V2}}{2}+\frac{A_{VJ}}{4}=9.24\ cm^2$$

Soient 6HA16 = 12.06 cm² avec un espacement : S_t=10cm

Donc :

-Pour la 2eme bande on opte : 2X (6HA16) = 24.12 cm²

Vérification aux exigences de RPA

Pour la longueur(Lt) : Àv1+ Àv2= 24.12+24.12=48.24 > Amin =12.56 cm²

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_H=\frac{A_v}{4}=\frac{21.28}{4}=5.32cm^2$ /nappe

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \times B = 6{,}00 cm^2$ /nappe

$\Longrightarrow A_{Hmax} = 15.07\ cm^2$

Soit : 6HA12=15,82cm² avec un espacement de **10cm**

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.
Donc on opte un ferraillage **: 4 Epingles HA8/m²**

- **Vérification des contraintes :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par condition suivante:

$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.20 \cdot fc28 = 5MPa$ ..... **(RPA 99 corrigé)**

$$\tau_u = \frac{\overline{V}_u}{b.d} = \frac{1.4T}{b.d}$$

Avec :

b_0 **:** Épaisseur du voile.

$d = 0.9 \cdot h$: Hauteur utile.

h: Hauteur total de la section brute.

Et $\overline{\tau}_b = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4Mpa\right\}$ ..... **(BAEL 91)**

Application :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{0.9 \times h \times e} \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, fc_{28} = 5Mpa.$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 669.86 \times 10^3}{0.9 \times 2880 \times 200} = 080 \prec 5Mpa \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que **:**

$\sigma_b \leq 0{,}6 \times f_{c28} \Leftrightarrow \sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} \leq 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$ Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

$$\sigma_b = \frac{1275,03\times10^3}{0.96\times10^6 + 15\times24.12\times10^2} = 1,28MPa \leq 0,6\times f_{c28} = 15MPa$$

NB : *les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivants.*

Feraillage de bouts de voiles longitudinale de longeure 1m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,2	0,2	0,2
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2402,58	1122,8	2247,53
	σ_{min} [KN/m²]		-6275,1	-4136,71	-4136,71
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		99,93	84,53	58
	L_t(m)		0,72	0,79	0,65
	L_c(m)		0,28	0,21	0,35
	d (m)		0,362	0,393	0,324
	σ_1 [KN/m²]		3137,550	2068,355	2068,355
	N (kN)	N_1	340,33	244,02	201,03
		N_2	113,443	81,340	67,010
	A_v (cm²)	A_{V1}	**8,51**	**6,10**	**5,03**
		A_{V2}	**2,84**	**2,03**	**1,68**
	A_{vj} (cm²)		3,85	3,25	2,23
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**9,47**	**6,91**	**5,58**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**2,84**	**2,85**	**2,23**
	A_{min} (cm²)		3,80	4,13	3,40
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,31**	**30,8**	**12,31**
		Bonde 2	**5,52**	**14,13**	**5,52**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 4HA14**	**2x 4HA14**	**2x 4HA14**
		Bonde 2	**2x 2HA12**	**2x 2HA12**	**2 x 2HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	10	13 cm	13 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,17	3,91	2,30
	A_H /nappe (cm²)		3,08	7,70	3,08
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	6HA14/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=9.23cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,555	0,470	0,322
		τ_b(MPa)	0,777	0,657	0,451
	ELS	N_s (kN)	599,69	502,06	245,15
		σ_b(MPa)	**2,64**	**1,88**	**1,08**

Ferraillage de bouts de voiles transversaux de longueur 1m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,2	0,2	0,2
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1824,27	1103,04	2052,22
	σ_{min} [KN/m²]		-6713,11	-5070,5	-3850,95
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		131,01	140,06	376,72
	L_t(m)		0,79	0,82	0,65
	L_c(m)		0,21	0,18	0,35
	d (m)		0,393	0,411	0,326
	σ_1 [KN/m²]		3356,555	2535,250	1925,475
	N (kN)	N_1	395,90	312,34	188,41
		N_2	131,966	104,114	62,804
	A_v (cm²)	A_{V1}	**9,90**	**7,81**	**4,71**
		A_{V2}	**3,30**	**2,60**	**1,57**
	A_{vj} (cm²)		5,04	5,39	14,50
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**11,16**	**9,16**	**8,34**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3,30**	**3,95**	**5,20**
	A_{min} (cm²)		4,13	4,31	3,42
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,31**	**12,31**	**12,31**
		Bonde 2	**6,15**	**6,15**	**6,15**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 4HA14**	**2x 4HA14**	**2x 4HA14**
		Bonde 2	**2x 2HA14**	**2x 2HA14**	**2x 2HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,36	3,91	2,30
	A_H /nappe (cm²)		3,08	3,08	3,08
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		A=5.65cm²	A=5.65cm²	A=5.65cm²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,728	0,778	2,093
		τ_b(MPa)	1,019	1,089	2,930
	ELS	N_s (kN)	1615,48	1261,07	553,72
		σ_b(MPa)	**7,10**	**5,54**	**2,43**

Ferraillage de bouts de voile longitudinale de longueur 2 m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,4	0,4	0,4
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		5684,48	2287,01	1712,04
	σ_{min} [KN/m²]		-8457,08	-4359,18	-3636,78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		318,35	244,16	116,72
	L_t(m)		1,20	1,31	1,36
	L_c(m)		0,80	0,69	0,64
	d (m)		0,598	0,656	0,680
	σ_1 [KN/m²]		4228,540	2179,590	1818,390
	N (kN)	N_1	758,64	428,87	370,91
		N_2	252,879	142,957	123,636
	A_v (cm²)	A_{V1}	**18,97**	**10,72**	**9,27**
		A_{V2}	**6,32**	**3,57**	**3,09**
	A_{vj} (cm²)		12,26	9,40	4,49
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**22,03**	**13,07**	**10,40**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**6,32**	**5,92**	**4,21**
	A_{min} (cm²)		6,28	6,89	7,14
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**24,62**	**24,62**	**24,62**
		Bonde 2	**9,05**	**9,05**	**9,05**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 8HA14**	**2x 8HA14**	**2x 8HA14**
		Bonde 2	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,59	3,91	2,30
	A_H /nappe (cm²)		6,16	6,16	6,16
	Choix des barres/nappe (cm²)		6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
	ep =20cm		A=6.78cm²	A=6.78cm²	A=6.78cm²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,884	0,678	0,324
		τ_b(MPa)	1,238	0,950	0,454
	ELS	N_s (kN)	918,19	756,36	364,39
		σ_b(MPa)	**2,04**	**1,68**	**0,81**

Ferraillage de bouts de voiles transversaux de longueur 2m

Zones					Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)				2	2	2
	e (m)				0,2	0,2	0,2
	B (m)				0,4	0,4	0,4
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]				4122,42	702,1	1331,02
	σ_{min} [KN/m²]				-7278,42	-3414,93	-2000,88
	Nature de la section				**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)				318,09	245,23	115,19
	L_t(m)				1,28	1,66	1,20
	L_c(m)				0,72	0,34	0,80
	d (m)				0,638	0,829	0,601
	σ_1 [KN/m²]				3639,210	1707,465	1000,440
	N (kN)		N_1		696,99	424,88	180,24
			N_2		232,331	141,628	60,079
	A_v (cm²)		A_{V1}		**17,42**	**10,62**	**4,51**
			A_{V2}		**5,81**	**3,54**	**1,50**
	A_{vj} (cm²)				12,25	9,44	4,43
	A (cm²)		$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$		**20,49**	**12,98**	**5,61**
			$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$		**5,81**	**5,90**	**2,61**
	A_{min} (cm²)				6,70	8,71	6,31
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)		**Bonde1**		**24,62**	**24,62**	**24,62**
			Bonde 2		**9,05**	**9,05**	**9,05**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**		**Bonde1**		**2x 8HA14**	**2x 8HA14**	**2x 8HA14**
			Bonde 2		**2x 4HA12**	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**
	S_t (cm)		**Bonde1**		10 cm	10 cm	10 cm
			Bonde 2		10 cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande				3,83	3,91	2,30
	A_H /nappe (cm²)				6,16	6,16	6,16
	Choix des barres/nappe (cm²)				**6HA12/nappe**	**6HA12/nappe**	**6HA12/nappe**
	ep =20cm				**A=6.78cm²**	**A=6.78cm²**	**A=6.78cm²**
Vérification des contraintes	Armature transversal				**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)			0,884	0,681	0,320
		τ_b(MPa)			1,237	0,954	0,448
	ELS	N_s (kN)			1275,03	1004,67	442,23
		σ_b(MPa)			**2,83**	**2,23**	**0,98**

I. 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 ;

-**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, en :

- ***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).

II. Reconnaissance :

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations 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 à : ***Tizi Ouzou***
✓ Le terrain est réservé à la : **construction.**

III. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est **σsol = 2bars**, a une profondeur de **1,5m**
-Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IV. 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.
Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage ;
- ✓ La facilité de l'exécution ;
- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ L'importance de la superstructure ;
- ✓ L'économie

V. Dimensionnement :

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinal :**

Voiles	N_S	σ_{SOL}	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VL 10,11,12,13,14,15,16,3,4,5,6,7,8,9	2402,58	200	1,00	12,01	8x(12,01)
VL 1,17,18,2	5684,48	200	2,00	14,21	4x(28,42)
somme					209,76

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

- **Sens transversal:**

Voiles	N_S	σ_{SOL}	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VT 11,12,3,4,5,6,7,8,10,11,12,13,14,15,16	4122.42	200	1,00	20,61	16x(20,61)
VT 1,10,2,9	5052,22	200	2,00	12,63	4x(25,25)
somme					430,76

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_V = \sum S_i = S_L + S_t = 209{,}76 + 430{,}76 = 640{,}52 \text{m}^2$$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du 1er niveau

$$A \times B \geq \frac{N_{SER}}{\sigma_{SOL}}$$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (Poteau carré).

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

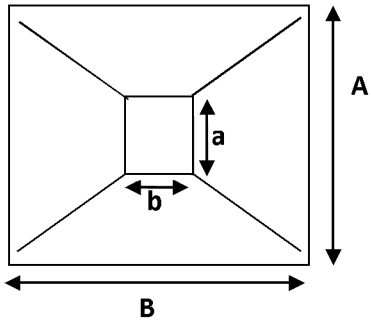


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

❖ **Exemple :**

$N_{ser} = 1141{,}5$ KN , $\sigma_{sol} = 200$ KN/m^2

$$A = B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1141.5}{200}} \Rightarrow \mathbf{A = B = 2{,}38\ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc il y'aura risque de Chevauchements, alors il faut passer aux semelles filantes.

3. Vérification des 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 telles que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➢ Etape du calcul :
- détermination de la résultante des charges : R=ΣNi.
- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.

L'excentricté :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Réparation trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \qquad et \qquad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(L/4\right)}{\sigma_{SOL}}$$

- Exemple de calcul :

poteaux	Ns	e_i	Ni x e_i	M_3
1	288,07	-8,725	-2513,41	-0,371
2	639,21	-4,975	-3180,07	-1,414
3	1146,03	-1,735	-1988,36	-0,912
4	1134,49	1,735	1968,34	-0,869
5	531,45	4,975	2643,96	-0,295
6	270,7	8,725	2361,85	-0,559
somme	4009,95		-707,69	-4,42

Tableau VI-3: Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.

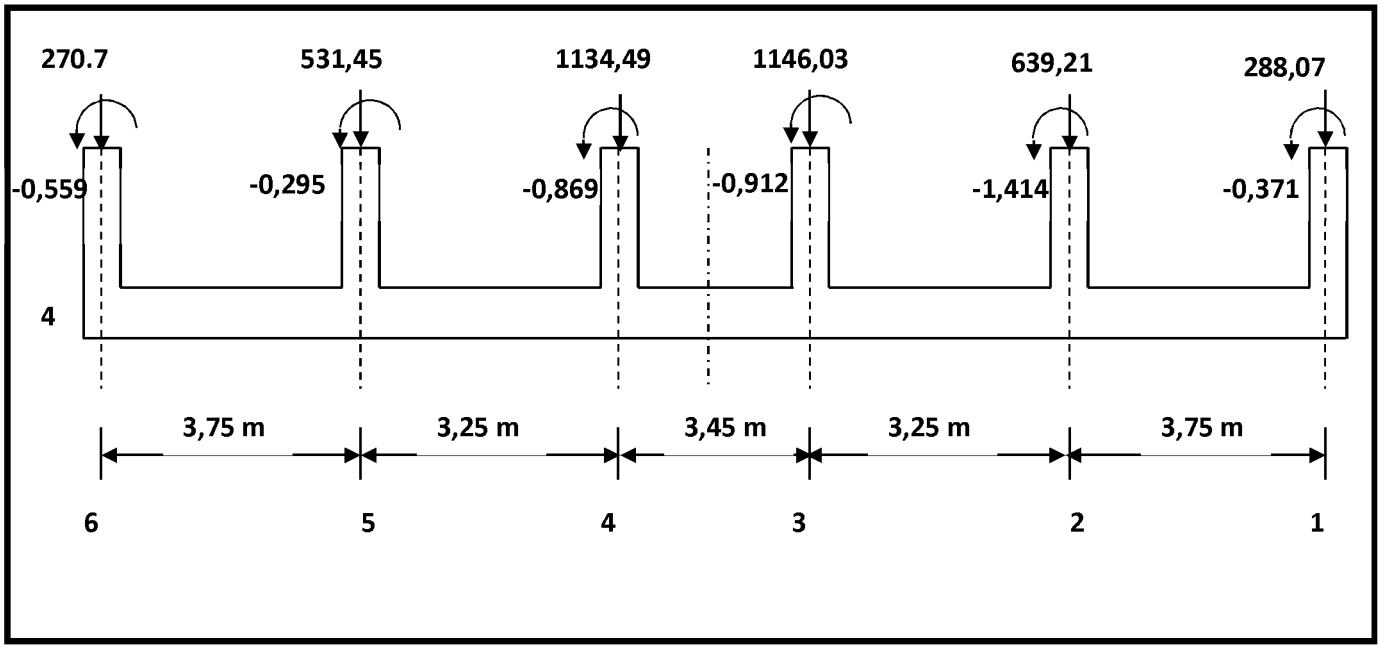


Figure VI.2 : Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle.

- ✓ Détermination de la résultante des charges R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-707.69 + (-4,42)}{4009.95} = 0,17\,m$$

- ✓ Distribution par (ml) de la semelle :

$e=0,17 \leq\leq\leq (\frac{I}{6} \Leftrightarrow \frac{30.28}{6}) = 5,04m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

- ✓ Calcul de la largeur B :

- Répartition trapézoïdale

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4009.95}{30.28} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.17}{30.28}\right) = 134,65 KN/m^2$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{134,65}{200} = 0,67m \Rightarrow B = 0,70m$$

$\Rightarrow S_p = B \times L = 0,70 \times 30,28 = 21,20m^2 \Rightarrow$ *(Surface d'une seule file porteuse)*

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_V$

Avec ; n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$S_t = 21,20 \times 6 + 640,52 = 779,72m^2$

Remarque

Etant donné que la surface des semelles filantes dans le sens longitudinal occupent plus de 50% de l'assise donc en ajoutant l'autre sens, la surface totale va dépasser les 50% de la surface du bâtiment.

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 30,28 \times 17,45 = 528,38\,m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinal : $S_t = 779,72m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{779,72}{528,38} = 147,56\%$$

Résume VI.1 :
Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50** % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous **opterons pour un radier général.**

a. ***Calcul du radier général :***

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol (sous pression du sol).

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal ;
- ✓ Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- ✓ Facilité de coffrage
- ✓ Rapidité d'exécution
- ✓ Coût élevé de l'opération.

b. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Condition forfaitaire :**

▪ **Sous voiles :**

$\frac{L_{max}}{8} \le h \le \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow$ avec L_{max} : distance maximale entre deux nervure successives

$\frac{413}{8} \le h \le \frac{413}{5} \Rightarrow 51{,}62cm \le h \le 82{,}6cm$

On prend h=80cm

▪ **Sous poteaux :**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

La hauteur minimale est de 25cm

$h_d \ge \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow$ avec L_{max} :distance entre axe de deux poteaux

$h_d \ge \frac{458}{20} = 22{,}9cm \Rightarrow$

On prend : hd= 35 cm

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur hn égale à :

$h_n \ge \frac{458}{10} = 45{,}8cm \Rightarrow$ on prend : h_n =50cm

$0.4 \times h_n \le b_n \le 0.7 \times h_n \Rightarrow 0{,}4 \times 50 \le b_n \le 0{,}7 \times 50$

$\Rightarrow 20 \le b_n \le 35cm$

$\Rightarrow b = 30cm$

La hauteur totale sous poteau est ht = hd + hn= 30+50=80 cm.

❖ **Vérification de la longueur élastique** :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow$ Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée E = 10819 MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,58\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0,92m$

Donc on prend une hauteur : h=95cm

Résumé VI.2 :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :
ht = 95 cm (hauteur de la nervure) ;
hd = 35 cm (hauteur de la dalle du radier) ;
b = 55 cm (largeur de la nervure).

4. Détermination des efforts :

❖ **Combinaisons d'actions :**

L'ELU : N_{u1} =1,35 G +1,5 Q
L'ELS : N_{s1} =G +Q

➢ ***Poids de la superstructure :***

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charge permanente : Gbat = 44896,54 KN.(ETABS)
Surcharge d'exploitation : Qbat = 7538,79 KN.(ETABS)

A L'ELU : N_{u1} =1,35(44896,54) +1,5 (7538,79)=71918,514 KN

A L'ELS : N_{s1} =44896,54+7538,79= 52435,33 KN.

Détermination de la surface nécessaire du radier :

E L U: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{71918,514}{1.33 \times 200} = 270,37 m^2$

E L S: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{52435,33}{200} = 262,17 m^2$

D'où : $S_{radier} = \max\left(S^{ELU}; S^{ELS}\right) = 270,37 m^2$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on ajoute un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} = \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{95}{2}; 30cm\right) = 47,5cm$$

Soit un débord : **Ldéb = 50cm.**

$S_{deb}=(L_{bati} + B_{bati})$ x 2 x $L_{déb}$
Avec:
L_{bati}=longueur du bâtiment.
B_{bati}= largeur du bâtiment.
L_{deb}= longueur du débord

Application numérique :

S_{deb}= (30,28+17,45) x 2x 0,5
S_{deb} =47,73m²
S_{bati}=528,38m²

$S_{rad}=S_{bat}+S_{deb}$
S_{rad}= 528,38+47,73
Donc on aura une surface totale du radier : S_{rad}=576,116m²

- Le poids du radier est calculé comme suit :

P_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids du (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle = $S_{rad} \times hd \times \rho$(Poids de la dalle)
  =576,116 x 0,25x 25=3600,725 KN

Poids de la dalle=3600,725KN

- Poids de la nervure = $b \times (h_n - h_d) \times \rho \ [(l_x \times n) + (L_y \times n)]$

n: nombre de files dans le sens considéré.

Poids de la nervure = 0,55x (0,50-0,35) x 25[(17,45x7) + (30,28 x8)]

Poids de la nervure = 494,17 KN

- Poids du (T.V.O) = $(S_{rad}-S_{ner}) \times h_n \times \rho_{TVO}$

=(576,116-494,17) x 0,50x17

Poids du (T.V.O)=696,54KN

- Poids de la dalle flottante = Srad × hdf × ρ
  =576,116 x 0,1 x 25

Poids de la dalle flottante = 1440,29KN

Donc :

P_{rad}= 3600,725 + 494,17 +696,54+1440,29

P_{rad} = 6231,725 KN

Charge permanente apportée sur le radier GT:

GT = G (superstructure) + G (infrastructure)

G (superstructure) = 44896,54 KN.

G (infrastructure)= 6231,725 KN

GT =44896,54 + 6231,725

GT =51128,265KN

- Surcharge apportée sur le radier QT:

QT = $Q_{Superstructure}$ + Q_{radier}

$Q_{Superstructure}$= 7538,79KN

Q_{radier} = S_{rad} × 1.5(Q_{ec} du 2eme chapitre)

= 576,116 x 1,5=864,174KN

Q_t= 7538,79 + 864,17=8402,964KN

- Combinaisons d'action :

L'ELU : Nu =1.35 x 51128,265 + 1.5 x 8402,964=**81627,600KN**

L'ELS : Ns = 51128,265+8402,964= **59531,229 KN**

5. Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} \le \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15\, x f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right\}$$

b= 100 cm ; d = 0,9 h_d =0,9 x 35=31,5cm

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u\ .\ b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{81627{,}6 \times 1}{576{,}116} \times \frac{4{,}58}{2} = 324{,}46KN$$

$$\tau_u = \frac{324{,}46}{1 \times 0{,}315} = 1030{,}03KN/m^2 = 1.03MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15\, x f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right\} = 2{,}5MPa$$

$\tau_u \le \overline{\tau_u} \Rightarrow$ **.....condition vérifiée**

6. Vérification de la stabilité du radier :

a. Calcul du centre de gravité du radier:

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 15{,}14m \qquad Y_G = \frac{\sum S_i . Y_i}{\sum S_i} = 8{,}725m$$

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30{,}28 \times 17{,}45^3}{12} = 13407{,}90m^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17{,}45 \times 30{,}28^3}{12} = 40372{,}14m^4$$

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

-Efforts normaux dus aux charges verticales.

-Effort de renversement dû au séisme

$$M = M_0 + T_0\ h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

le diagramme trapézoïdal nous donne :

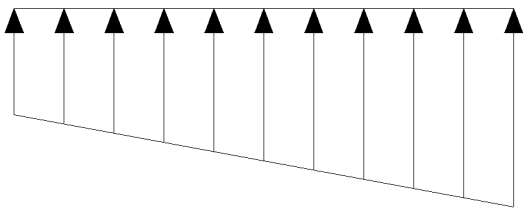


Fig. VI-3 Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

- ELU : $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1{,}33\overline{\sigma_{sol}}$
- ELS : $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \overline{\sigma_{sol}}$

Sens longitudinal :

✓ A L'ELU :

On doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 266\,KN/m^2$

M_{0y}=35751,041m
T_{0y}= 33,9 KN
N_u =81627,60 KN
N_s = 59531,23KN
h=1,5m

$My = M_0 y + T_0\, h$ =35751,041 + 33,9(1,5) =35801,89 KN.m

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M_y . y_G}{I_{yy}} = \frac{81627{,}6}{576{,}116} \pm \frac{35801{,}89 \times 8{,}725}{40372{,}14}$$

$\sigma_1 = 149{,}43\,KN/m^2$

$\sigma_2 = 133{,}94\,KN/m^2$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1{,}33\overline{\sigma_{sol}} = 266\,KN/m^2 \\ \sigma_M = \frac{3\times 149{,}43 + 133{,}94}{4} = 145{,}55\,KN/m^2 \prec 1.33\sigma_{sol} = 266\,KN/m^2 \end{array}\right\}$$ **condition vérifiée**

✓ ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_m < \overline{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_y . Y_G}{I_{yy}} = \frac{59531{,}229}{576{,}116} \pm \frac{35801{,}89 \times 8{,}725}{40372{,}14}$$

$\sigma_1 = 111{,}07\,KN/m^2$

$\sigma_2 = 95{,}59\,KN/m^2$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 200\,KN/m^2 \\ \sigma_M = \frac{3\times 111{,}07 + 95{,}59}{4} = 107{,}20\,KN/m^2 \prec \sigma_{sol} = 200\,KN/m^2 \end{array}\right\}$$ …**condition vérifiée**

Sens transversal :

M_{0x}= 51185,26KN.m

T_{0x}= 33,9KN
N_u =81627,6 KN
N_s =59531,23 KN
h=1,5m

M_y=51185,26+33,9 x 1.5 =**51236,11KN.m**

✓ A l'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M_x.X_G}{I_{xx}} = \frac{81627,6}{576,116} \pm \frac{51236,11 \times 15,14}{13407,9}$$

$$\sigma_1 = 199,53 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = 83,86 KN/m^2$$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_M = \dfrac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 250 KN/m^2 \\ \sigma_M = \dfrac{3 \times 199,53 + 83,86}{4} = 170,61 KN/m^2 \prec 1,33\sigma_{sol} = 266 KN/m^2 \end{array}\right\} \text{...condition vérifiée}$$

✓ A L 'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_X.X_G}{I_{xx}} = \frac{59531,229}{576,116} \pm \frac{51236,11 \times 15,14}{13407,90}$$

$$\sigma_1 = 161,18 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = 45,48 KN/m^2$$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_M = \dfrac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 250 KN/m^2 \\ \sigma_M = \dfrac{3 \times 161,18 + 45,48}{4} = 132,25 KN/m^2 \prec \sigma_{sol} = 200 KN/m^2 \end{array}\right\} \text{...condition vérifiée}$$

VII.6.6. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$$P \geq \alpha.S_{rad.}.\gamma_w.Z$$

Avec :

P : Poids total du bâtiment à la base du radier ;
α: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5 ;
γw : Poids volumique de l'eau (γw = 10KN/m^3) ;
Z : Profondeur de l'infrastructure (h =1,5 m).

$$P = 464043 KN \geq \alpha.S_{rad.}.\gamma_w.Z = 1,5 \times 576,116 \times 10 \times 1,5 = 1296261 KN$$

VI. Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie supérieure de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.
Pour calculer le ferraillage 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 encastrée sur quatre côtés. Deux cas se présentent à nous, selon le coefficient ρ:

□□ ρ≤0,4 : La dalle travaille dans un seul sens.
□□ 0,4 ≤ ρ ≤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 :
Lx= 3,75m
Ly = 4,58m

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{4,58} = 0,82 \Rightarrow 0,4 \prec \rho \prec 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

1. **Calcul des armatures à l'ELU :**

E.L.U : $q_u = \sigma_m^{max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 170,61 - \frac{6231,725}{576,116} = 159,79 \ \ KN/m^2$

E.L.S : $q_S = \sigma_m^{max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 132,25 - \frac{6231,725}{576,116} = 121,43 \ \ KN/m^2$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\upsilon = 0; \rho = 0,82 \Rightarrow \left.\begin{matrix} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{matrix}\right\} \quad \text{TABLES DE PIGEAUD}$$

On aura donc :
Calcul des moments M_x et M_y :

$$\begin{cases} M_x = u_x . q_u . l_x^{\ 2} = 0,0542 \times 159,79 x (3,75^2) = 121,78 \ KNm \\ M_y = u_y \ M_x = 0,631 x 127,78 = 76,85 KNm \end{cases}$$

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) sur appui et **(0,85) en travées.**

- Moments aux appuis : Moments en travée

$$M^x{}_a = (-0,5) \times M_x \qquad M^x{}_t = (0,85) \times M_x$$

$$M^x{}_a = (-0,5) \times 121,78 \qquad M^x{}_t = (0,85) \times 121,78$$

$$M_a{}^x = -60,89 KN.m \qquad M_t{}^x = 103,51 KN.m$$

$$M^y{}_a = (-0,5) \times M_y \qquad M^y{}_t = (0,85) \times M_y$$

$$M^y{}_a = -38,42 KN.m \qquad M^y{}_t = 65,32 KN.m$$

a. Aux appuis :

Ferraillages avec M_a^x = -60,89 KN.m (Le signe (-) signifié que la fibre supérieure est tendue).

$$\mu = \frac{M^x{}_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60,89 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,056 \prec \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A^x{}_a = \frac{M^x{}_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60,89 \times 10^3}{0.971 \times 27.5 \times 348} = 6,55 cm^2 / ml$$

Soit : **8HA14/ml=12,31cm² avec un espacement de St=15cm.**

Ferraillages avec M_a^y = - 38,42KNm.

$$\mu = \frac{M^y{}_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38,42 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,036 \prec \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A^y_a = \frac{M^y{}_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38,42 \times 10^3}{0.982 \times 27.5 \times 348} = 4,10 cm^2 / ml$$

Soit 4HA14/ml = 6,15 cm², Avec un espacement **St= 20cm.**

b. En travée :

Ferraillages avec M_t^x = 103,51 KN.m

$$\mu = \frac{M^x{}_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{103,51 \times 10^3}{100 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,096 \prec \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}096 \rightarrow \beta = 0{,}949$$

$$A_a^y = \frac{M^x{}_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{103{,}51 \times 10^3}{0.949 \times 27.5 \times 348} = 11{,}40 cm^2 / ml$$

Soit 8HA16/ml = 16,08 cm², Avec un espacement St= 15 cm.

Ferraillages avec M_t^y = 65,32KNm.

$$\mu = \frac{M^y{}_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{65{,}32 \times 10^3}{100 \times (27{,}5)^2 \times 14{,}2} = 0{,}060 \prec \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}060 \rightarrow \beta = 0{,}969$$

$$A_a^y = \frac{M^y{}_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65{,}32 \times 10^3}{0.969 \times 27.5 \times 348} = 7{,}04 cm^2 / ml$$

Soit 4HA16/ml = 8,04 cm², Avec un espacement St= 20 cm.

Résumé VII.3:

	Sens x-x	**Sens y-y**
Armatures en appuis	**8HA14/ml=12,31cm²**	**4HA14 = 6,15cm²**
Armatures en travées	**8HA16= 16,08cm²**	**4HA16= 8,04cm²**

Tableaux .VII-3 : Ferraillage du panneau de dalle à l'ELU.

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \rho_0 .b.h.\frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec : ρ_0 = 0,8‰ pour les HA FeE400

A_{min} =0,0008 x 100 x 25x$\frac{3-0,82}{2}$=2,18cm²

- *Aux appuis :*

$A_a^x = 12{,}31 cm^2$

$A_a^y = 6,15 cm^2$ $> A_{min} = 2,18\ cm^2$ ……condition vérifiée

- *En travée :*

$$\left.\begin{array}{l} A_a^x = 16,08 cm^2 \\ A_a^y = 8,04 cm^2 \end{array}\right\} > A_{min} = 2,18\ cm^2 \text{ ……condition vérifiée}$$

2. Calcul des armatures à l'ELS :

E.L.S : $q_S = \sigma_m^{max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 121,43 - \frac{6231,725}{576,116} = 110,62 \quad KN/m^2$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\left.\begin{array}{l} \upsilon = 0,2; \rho = 0,82 \Rightarrow \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,737 \end{array}\right\}$$ TABLES DE PIGEAUD

On aura donc :

Calcul des moments M_x et M_y :

$$\begin{cases} M_x = u_x . q_s . l_x^{\ 2} = 0,0610 \times 110,62 (3.75^2) = 94,90\ KNm \\ M_y = u_y\ M_x = 0,737\ x 94,90 = 69,95 KNm \end{cases}$$

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 un coefficients de réduction :

(-0,5) sur appui et **(0,85) en travées.**

- Moments aux appuis :

$M^x{}_a = (-0,5) \times M_x$

$M^x{}_a = (-0,5) \times 94,90$

$M_a^{\ x} = -47,45 KN.m$

$M^y{}_a = (-0,5) \times M_y$

$M^y{}_a = -35,00 KN.m$

Moments en travée

$M^x{}_t = (0,85) \times M_x$

$M^x{}_t = (0,85) \times$

$M_t^{\ x} = 80,66 KN.m$

$M^y{}_t = (0,85) \times M_y$

$M^y{}_t = 59,45 KN.m$

Vérification des contraintes dans le béton :

Pour se disposer de cette vérification, on peut vérifier pour (α) :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec:} \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- *Aux appuis*

$$\gamma = \frac{60,89}{47,45} = 1,28 \qquad \text{Et} \quad \mu = 0,0610 \rightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Condition vérifiée.}$$

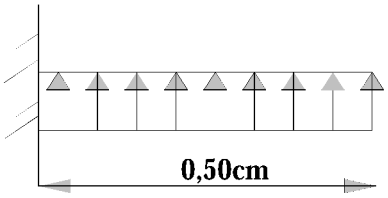
- *En travée :*

$$\gamma = \frac{103,51}{80,66} = 1,28 \qquad \text{Et} \quad \mu = 0,061 \rightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{1,20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Condition vérifiée.}$$

VII. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie Figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.



1. Sollicitation de calcul :

➢ *ELU : q_u = 159,79 KN/ml*

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{159,79x0,50^2}{2} = -19,97kN.m$$

➢ *ELS : q_s = 121,43 kN/ml*

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{121,43x0,50^2}{2} = -15,17kN.m$$

B = 1,00m ; d = 27,5m ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_{st} = 348 MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{19,97x10^3}{100x27,5^2x14,2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow (SSA) \quad \Longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{19,97x10^2}{0,991x27,5x34,8} = 2,10cm^2$$

On adopte : ***4HA12=4,52cm².***

XI.6.3-Vérification à l'ELU :

❖ *Condition de non fragilité :*

$$A_{min} = 4,52cm^2 \geq 0,23xbxdx\frac{f_{t28}}{f_e} = 3,32cm^2$$

$$A_u = 4,52cm^2 > A_{min} = 3,32cm^2 \ldots\ldots\text{.condition vérifiée}$$

Donc : on adopte 4HA12/ml

- *Calcul des espacements :*

  $S_t = 100/4 = 25cm$; on prend : $S_t = 25cm$.

- *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13 cm^2$$

Soit : ***2HA12 = 2,26 cm²*** avec un espacement de ***25 cm.***

2. vérification a l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.97}{15{,}17} = 1{,}31$$

$$\mu = 0{,}018 < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow (SSA) \quad \Rightarrow \beta = 0{,}991 \rightarrow \alpha = 0{,}0227$$

$$\alpha = 0{,}0227 \prec \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}405 \ldots\ldots\ldots \textbf{condition vérifiée}$$

Donc : il ya pas lieu de faire la vérification a l'ELS.

Résumé VII.4:

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord Aradier>Adébord Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII. Ferraillage de la nervure :

La nervure est considérée comme des poutres doublement encastrées, les caractéristiques de la nervure sont les suivantes :

h_n=95cm , b=55cm , c=3cm ,d=92cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **déterminations des efforts et les moments :**
- **Sens X-X:**

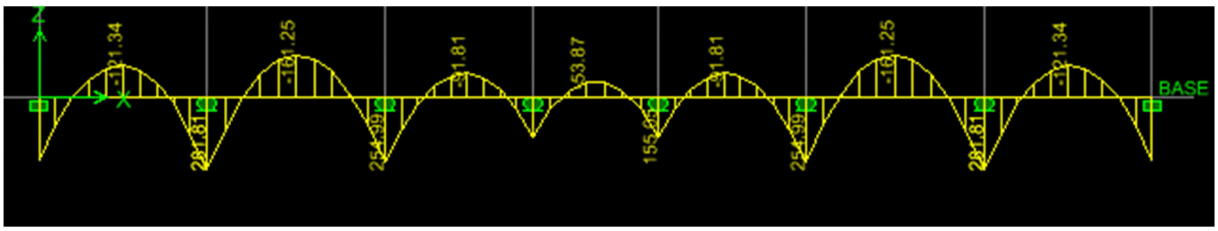


Fig VI-4 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m).

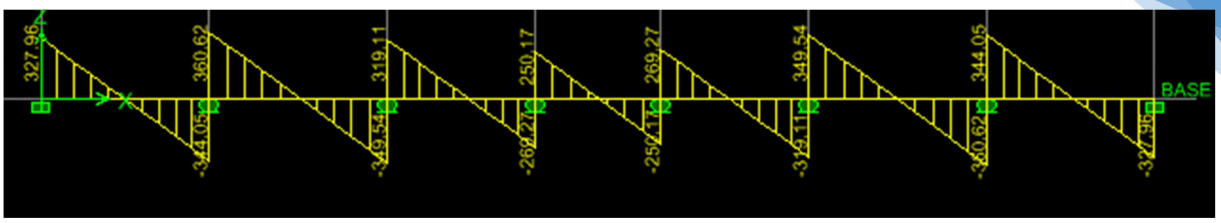


Fig VI-5 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU en (KN).

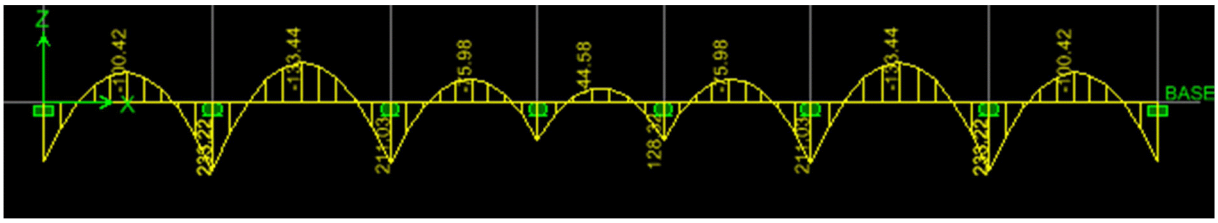


Fig VI-6 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m).

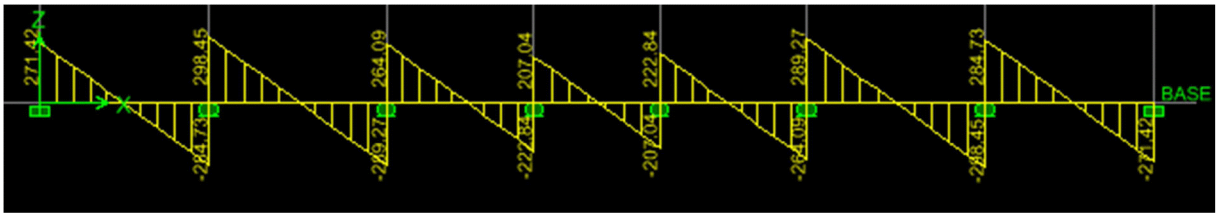


Fig VI-7 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS en (KN).

- **déterminations des efforts et des moments :**
- **Sens Y-Y :**

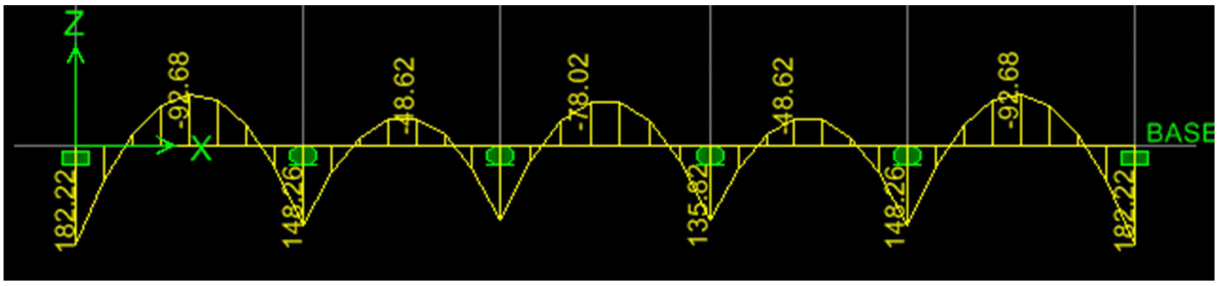


Fig VI-8 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m).

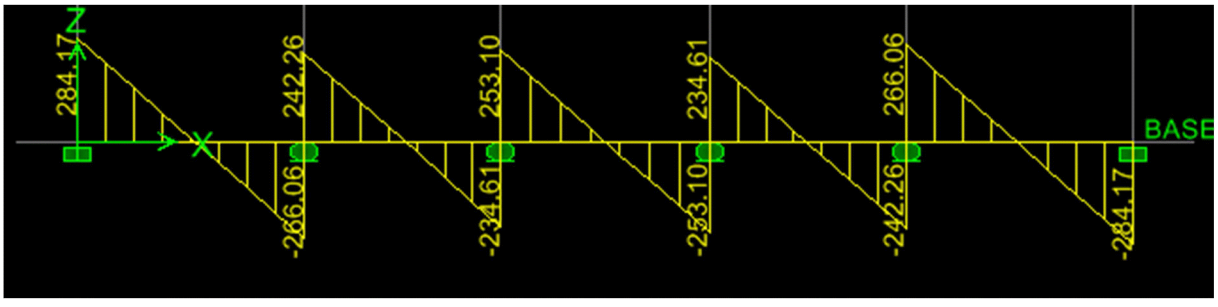


Fig VI-9 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU en (KN).

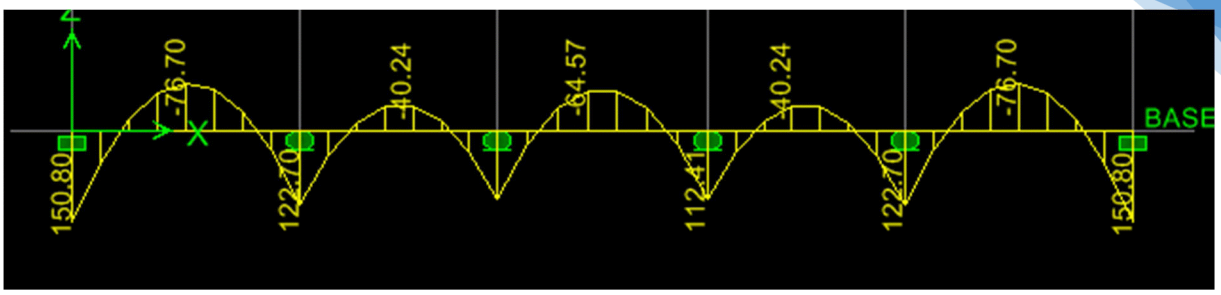


Fig VI-10 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m).

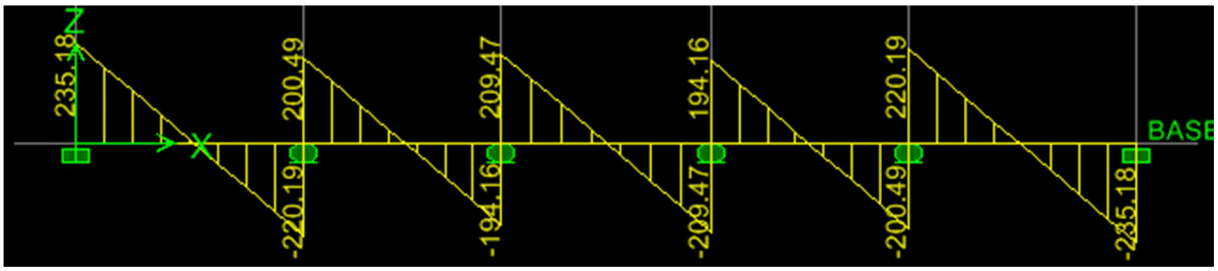


Fig VI-11 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS en (KN).

3. Sollicitations maximales :

- **SENS X-X :**

Efforts	ELU	ELS
M_t^{max} (KN.m)	161,25	133,44
M_a^{max} (KN.m)	281,81	233,22
T^{max} (KN)	360,62	298,45

Tableau.VI-4 : 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)	92,68	76,70
M_a^{max} (KN.m)	182,22	150,80
T^{max} (KN)	284,17	235,18

Tableau.VI-5 : Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis Sens Y-Y.

4. Ferraillage des nervures à L'ELU :

- **SENS X-X** :

	Mu(KNm)	b(cm)	d(cm)	μ	β	A_{st} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
Travées	161,25	55	92	0,02	0,990	5,087	**8HA16+(4HA14)chap**
Appuis	281,81	55	92	0,04	0,980	8,98	**8HA16+(4HA14)chap**

Tableau.VI-6 Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens xx.

- **SENS Y-Y** :

	Mu(KNm)	b(cm)	d(cm)	μ	β	A_{st} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)

Travées	92,68	55	92	0,04	0,980	3,95	**8HA16+(4HA14)chap**
Appuis	182,22	55	92	0,07	0,964	5,90	**8HA16+(4HA14)chap**

Tableau.VI-7 Ferraillage des nervures aux appuis et en travées Sens yy.

5. Vérifications à l'ELU :

Condition de fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 92 \times 2,1}{400} = 6,10 cm^2$$

Les conditions d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$A_{min} = \frac{T_U}{d \times b} \prec \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,5MPa$$

- **Sens X-X :**

T^{max} =337,49KN

$$A_{min} = \frac{360,62 \times 10^3}{920 \times 550} = 0,71MPa \prec \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,5MPa \ldots.\textbf{condition vérifiée}$$

- **Sens Y-Y :**

T^{max} =284,17KN

$$A_{min} = \frac{284,17 \times 10^3}{920 \times 550} = 0,56MPa \prec \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,5MPa \ldots.\textbf{condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,333\ mm$ Soit :**HA 8** , On prend un cadre et un étrier.

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\} = \min\{23,75\ ;19,2\} = 19.2cm$$

En zone nodale :

On opte pour St =10cm.

6. Vérification à l'ELS :

Vérification de la condition $\alpha \prec \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$ $avec: \gamma=\frac{M_u}{M_s}$ pour les contraintes dans le béton.

- **Sens X-X :**
  - ✓ ***Aux appuis :***

$M_s=121,43\ KN.m$

$\Rightarrow \mu=0,02 \Rightarrow \alpha=0,0252$

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s}=\frac{159,79}{121,43}=1.32$$

$$\alpha=0,0252<\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.41\Rightarrow Condition\ vérifiée$$

  - ✓ **En travées :**

$M_s=121,43\ KN.m$

$\Rightarrow \mu=0,02 \Rightarrow \alpha=0,0252$

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s}=\frac{159,79}{121,43}=1.32$$

$$\alpha=0,0252<\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.41\Rightarrow Condition\ vérifiée$$

- **Sens Y-Y :**
  - ✓ ***Aux appuis :***

$M_s=186,37\ KN.m$

$\Rightarrow \mu=0,02 \Rightarrow \alpha=0,0252$

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s}=\frac{159,79}{121,43}=1.31$$

$$\alpha=0,0252<\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.41\Rightarrow Condition\ vérifiée$$

  - ✓ **En travées :**

$M_s=106,81KN.m$

$\Rightarrow \mu=0,02 \Rightarrow \alpha=0,0252$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1159,79}{121,43} = 1.31$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

La condition $\alpha \prec \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

7. 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 moin égale à 3cm² par mètre de longueur de 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 notre cas, la hauteur de la nervure est de 95cm. La quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

Ap = 3cm² /ml 0,95 = 2,70 cm² par parois.

Soit **4HA12 =4,52**Avec un épingle **T8.**

I. Etude du mur plaque :

1. Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un mur plaque qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

2. Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1-0.5}{0.86} \Rightarrow K_0 = 0.581$$

Avec : K_0 : Coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$\gamma = 17$ KN/m^3

q = 10 KN/m^2

$\varphi = 30^\circ$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0\ m \rightarrow \sigma_{H1} = 0.581 \times 1.5 \times 10 = 8.715 KN/m^2$$

$$h = 4,49m \rightarrow \sigma_{H2} = 0.581 \times (1.35 \times 17 \times 4,49 + 1.5 \times 10) = 68,58 KN/m^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0\ m \rightarrow \sigma_{H1} = 0.581 \times 10 = 5.81 KN/m^2$$

$$h = 4,49m \rightarrow \sigma_{H2} = 0.581 (10 + 17 \times 4,49) = 50,15 KN/m^2$$

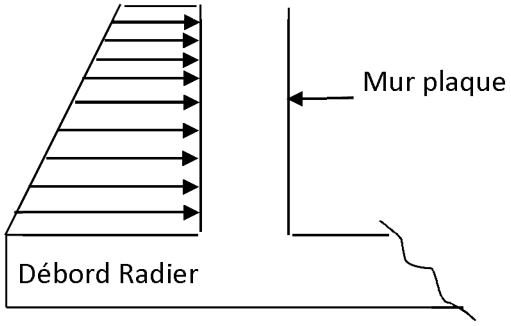
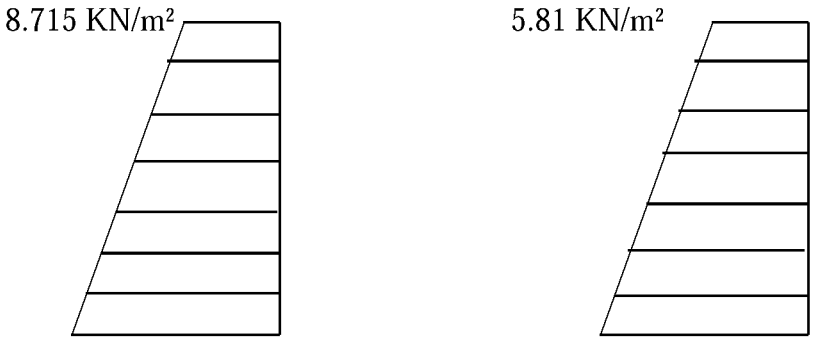


Diagramme des contraintes :



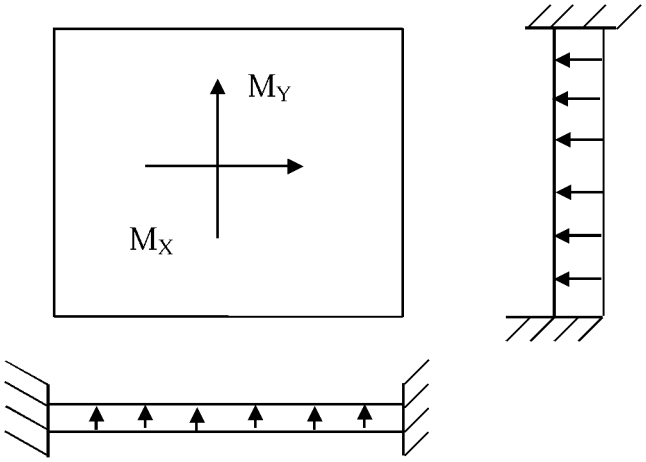
ELU **ELS**

ELU : $q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\ m = \frac{3 \times 68,58 + 8.715}{4} = 53,61 KN/ml$

ELS : $q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\ m = \frac{3 \times 50,15 + 5.81}{4} = 39,065 KN/ml$

3. Ferraillage du mur plaque :

a. Méthode de calcul : Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



b. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

➢ **Identification des panneaux :**

$l_X = 3{,}75\,m$

$l_Y = 4{,}58\,m$

$$\varphi = \frac{l_X}{l_Y} = \frac{3{,}75}{4{,}58} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.0542 \\ \mu_Y = 0.631 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X \, q l_X^2 = 0.0542 \times 53{,}61 \times 3{,}75^2 = 40{,}86 KN.m$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0{,}631 \times 40{,}86 = 25{,}78 KN.m$$

Correction des moments :

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 40,86 = 20,43 KN.m$

En travée : $M_t = 0.75\, M_{0X} = 0.75 \times 40,86 = 30,65 KN.m$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 25,78 = 12,89 KN.m$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 25,78 = 19,35 KN.m$

ELS :

$M_{0X} = 0,0610 \times 39,065 \times 3,75^2 = 33,51 KN.m$

$M_{0Y} = 0,737 \times 33,51 = 24,70 KN.m$

Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0X} = 16,75 KN.m$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0X} = 25,13 KN.m$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0Y} = 12,35 KN.m$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0Y} = 18,52 KN.m$

- **Calcul des sections d'armatures :**

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
xx	Appuis	20,43	0.038	0.392	SSA	0,981	3,33	2,17	2 Nappes 6HA14 =18,46	15
	Travée	30,65	0.058	0.392	SSA	0,970	5,04	2,17	2 Nappes HA14 =18,46	15
yy	Appuis	12,89	0.038	0.392	SSA	0,981	2,72	2,17	2 Nappes 6HA14 =18,46	15
	travée	19,35	0.042	0.392	SSA	0,979	4,09	2,17	2 Nappes 6HA14 =18,46	15

Tableau VII.1 : Ferraillage du mur plaque

II. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

a. Les armatures sont constituées de deux nappes
b. Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
c. $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m^2 de HA8.

III. Vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \ f_{c28} = 15 \ MPa$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \ avec \ \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	20,43	16,75	1.22	0.2041	0.360	vérifiée
	Travée	30,65	25,13	1.22	0.3146	0.360	vérifiée
YY	appui	12,89	12,35	1.05	0.1376	0.500	vérifiée
	travée	19,35	18,52	1.05	0.2131	0.500	vérifiée

Tableau VII.2 : vérification des contraintes du beton à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

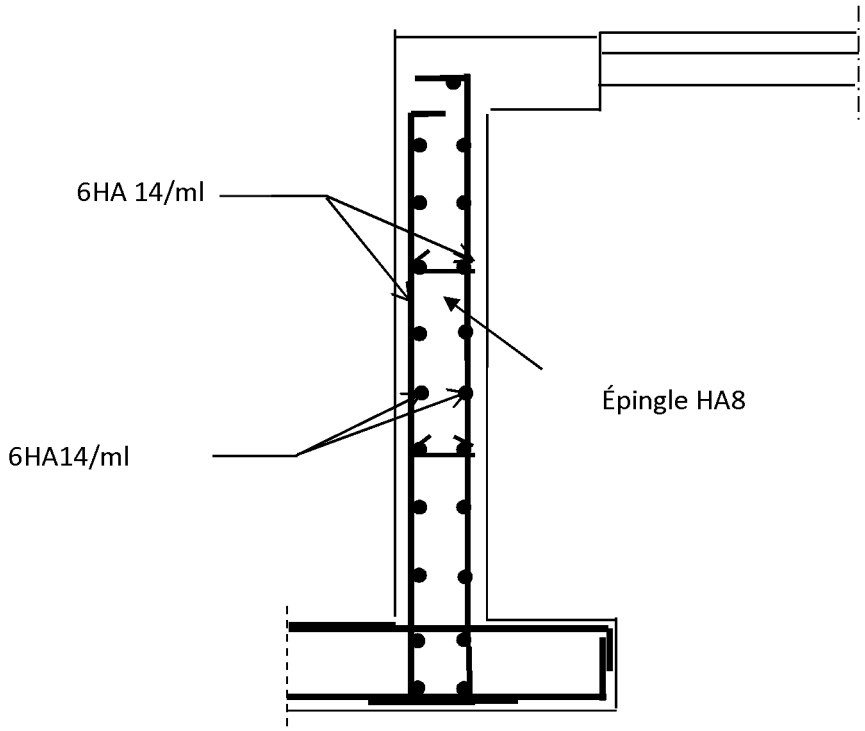


Fig.10.1 : Ferraillage du mur plaque

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

coupe verticale du voil:
V1;V2.V3;V4

Coffrage ferraillage du voil V3

Coffrage ferraillage du voil V3

Coffrage ferraillage du voil V3

Coffrage ferraillage du voil V3

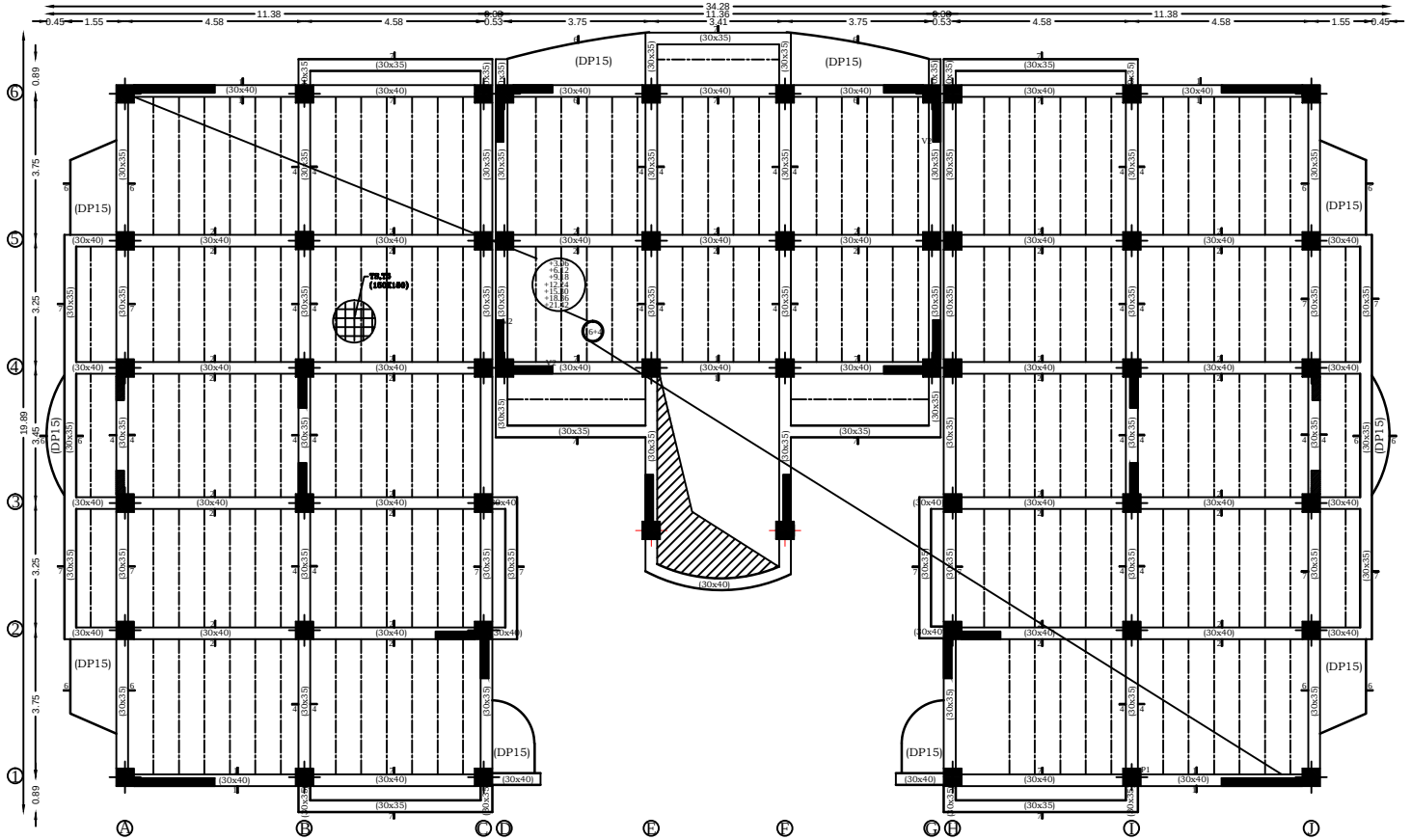
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr OULAMARA JUBA	TITRE: coffrage du RDC
DIRIGE PAR : Mr MOSTEFAI. K	
PROMOTION 2020	PLANCHE N°

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER NIV:+3.06;+6.12;+9.18;+12.24

DETAIL POUTRELLES

Coupe 2-2

Coupe 3-3

Coupe 4-4

Coupe 9-9

Coupe 6-6

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

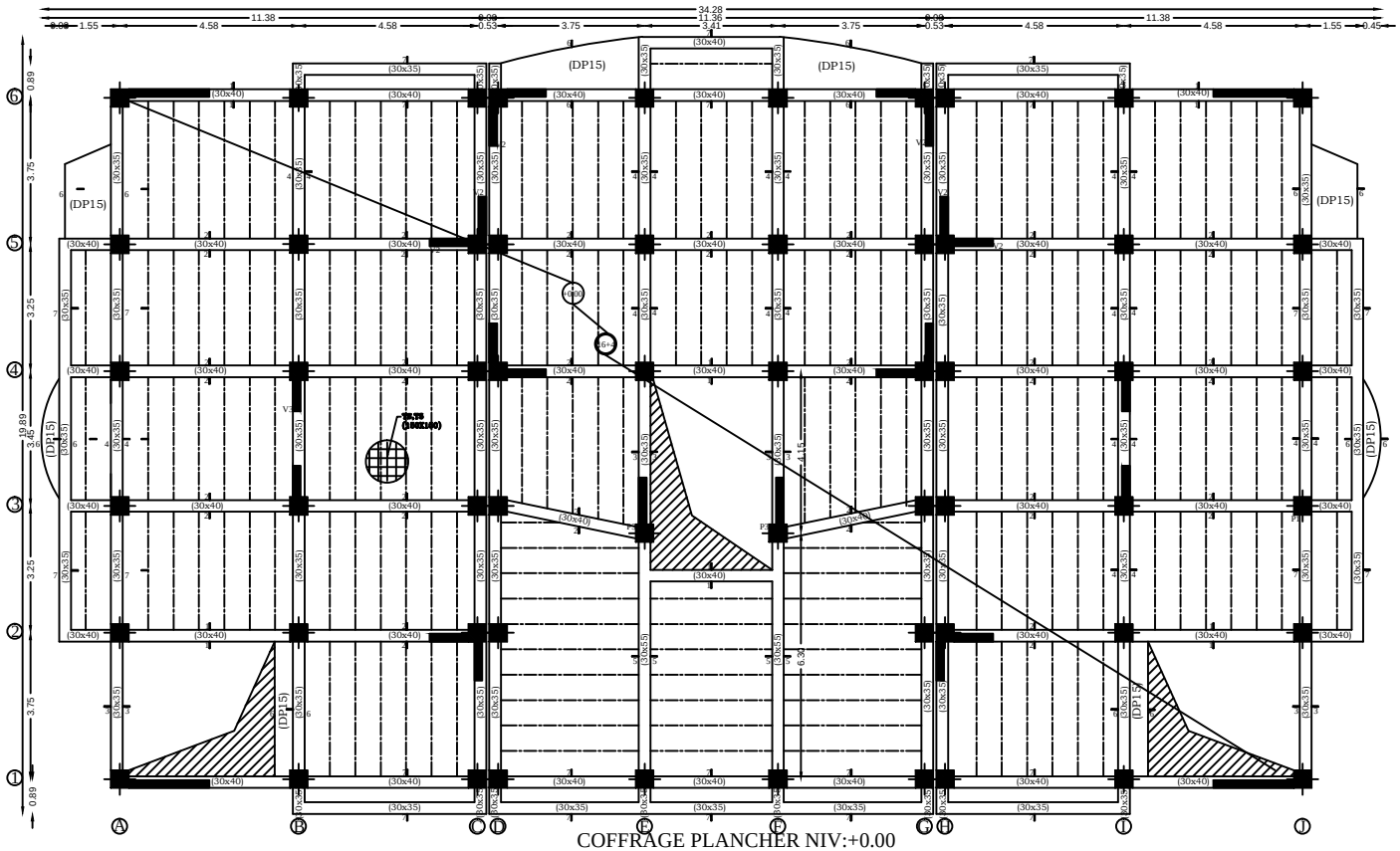
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr OULAMARA JUBA	TITRE: coffrage de l'etage courant
DIRIGE PAR : Mr MOSTEFAI. K	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER NIV:+0.00

NOTA:
Sections des poteaux
P1.2=(40*45)
P3=(50*60)
Epaisseur des voiles
ep = 20
Béton fc28 = 25MPa
Dosage du Béton : 350 kg/m3
Enrobage des aciers : 2.5 cm
Nuance des Aciers : FeE400

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr OULAMARA JUBA	TITRE: coffrage du RDC
DIRIGE PAR : Mr MOSTEFAI. K	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

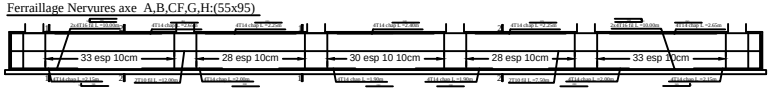
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COFFRAGE FERRAILLAGE DES NERVURES

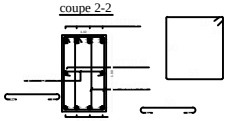
Ferraillage Nervures axe 4-5-6:(55x95)

Ferraillage Nervures axe 1-3:(55x95)

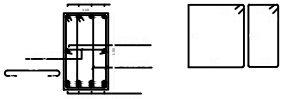
Ferraillage Nervures axe A,B,CF,G,H:(55x95)



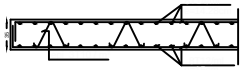
coupe 2-2



coupe 1-1



FERRAILLAGE DE LA DALLE RADIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr OULAMARA JUBA	TITRE: coffrage du RDC
DIRIGE PAR : Mr MOSTEFAI. K	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

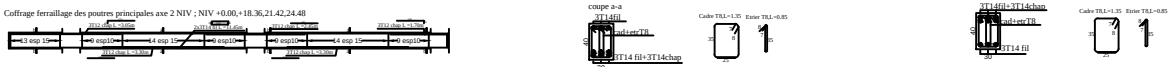
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES

Coffrage ferraillage des poutres principales axe 1et axe 6 NIV +0.00,+18.36,21.42,24.48

Coffrage ferraillage des poutres principales axe 4 et 5 NIV +0.00,+18.36,21.42,24.48

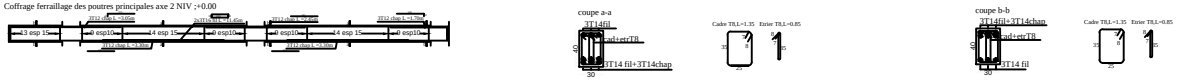
Coffrage ferraillage des poutres principales axe 2 NIV ; NIV +0.00,+18.36,21.42,24.48



Coffrage ferraillage des poutres principales axe 1et axe 6 NIV +3.06 au +15.30

Coffrage ferraillage des poutres principales axe 4 et 5 +3.06 au +15.30

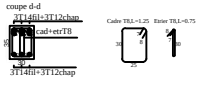
Coffrage ferraillage des poutres principales axe 2 NIV ;+0.00



Coffrage ferraillage des poutres secondaires axe B.C.H.I tout NIVet D.G NIV+0.00

Coffrage ferraillage des poutres secondaires axe E.F NIV +0.00

Coffrage ferraillage des poutres secondaires axe e.E NIV +3.06;+6.12;+9.18;+12.24 et +15.30;+18.36 ;+21.42



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

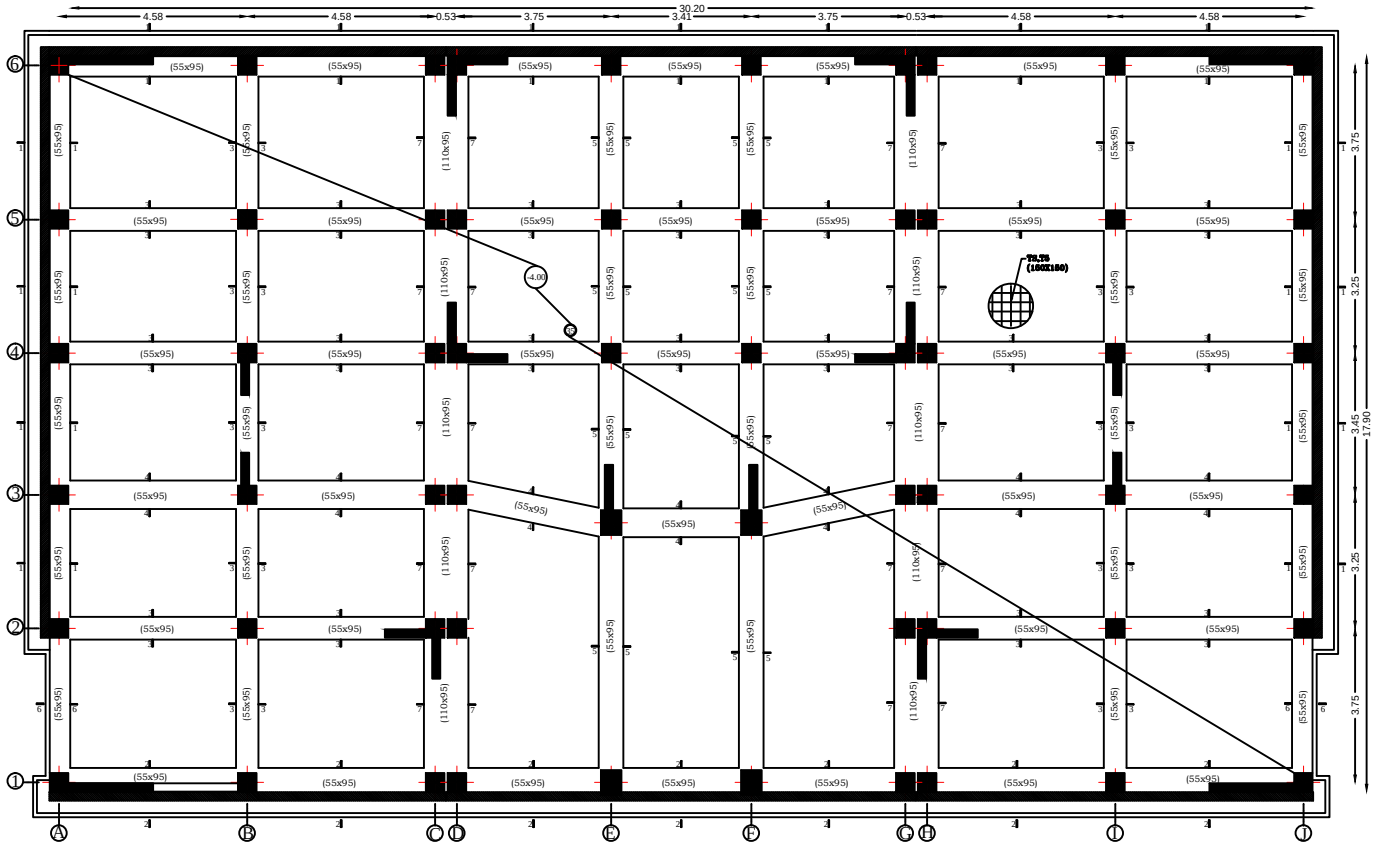
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr OULAMARA JUBA	TITRE: coffrage RDCdu	
DIRIGE PAR : Mr MOSTEFAI. K		
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°	ECHELLE

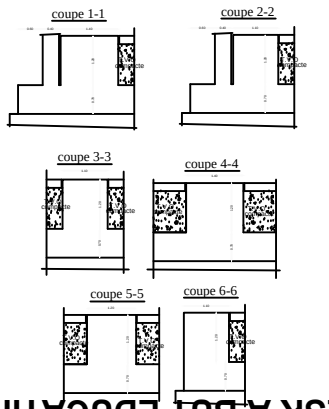
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE RADIER



NOTA:
Sections des poteaux
P1.2=(40*45)
P3=(50*60)
Epaisseur des voiles
ep = 20
Béton fc28 = 25MPa
Dosage du Béton : 350 kg/m3
Enrobage des aciers : 2.5 cm

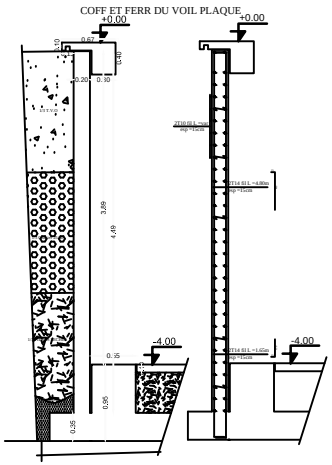
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr OULAMARA JUBA	TITRE: coffrage du Radier
DIRIGE PAR : Mr MOSTEFAI. K	
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N° / ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr OULAMARA JUBA	TITRE: coffrage du RDC	
DIRIGE PAR : Mr MOSTEFAI. K		
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°	ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF