

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

2^{ème} Année

structure

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation(R+9) à
contreventement mixte(portique+voile)
implanté à sétif**

L'étudiante :

DJELLALI RANIA

Encadreur :

Dr.CHADLI MOUNIRA

Juillet 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :

♥♥ Ma chère mère ♥♥

A mon cher père, le plus noble qui par son courage a consacré tous ses efforts, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire, et pour me faire réussir.

A mes chers frères *Hossam & Khaled*

MoaTez

A toutes la famille *Djellali*

A mes chers : *Radia & Meriem*

et a toutes les étudiants du 2 années master en Génie Civile structure
(2018/2019)

Et tout qui j'ai les oubliés d'écrire, ils sont toujours dans mon cœur





Remerciements

Je tient tout d'abord de remercier ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, je tient à remercier mon encadreur Mm: Chadli Mounira , son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Mes vifs remerciement vont également au membres du jury pour l'intérêt

qu'ils ont porté a cette recherche, en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leur propositions.

Enfin, je tient également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.1. Présentation de l'ouvrage	4
I.1.1. Introduction	4
I.1.2. Caractéristiques géométriques de la structure.....	4
I.1.3. Présentation de la structure.....	4
I.1.4. Données du site	4
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.2.1 Béton	4
I.2.2 . Acier	9
I.2.4 _Hypothèse de calcul.....	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1.Pré dimensionnement.....	13
II.1.1.Introduction	13
II.1.2.Planchers à Corps Creux	13
II.1.3. Pré dimensionnement des poutres	14
II.1.6. Pré dimensionnement des poteaux	16
II.1.7. Pré dimensionnement des voiles	17
II.1.8. Escaliers	18
II.1.9. Récapitulation de pré dimensionnement.....	20
II.2. Évaluations des charges	20
II.2.1.Charges de Plancher	20
II.2_2.Charges du Mur	22
II.2.3Acrotère	22
II.2.4.Balcons	23
II.2.5. Charges et surcharges des escaliers	24
II.2.6.Charges et surcharges	25
II.3.Descente des charges	25

Chapitre III : les éléments secondaires

III. Introduction	34
III.1. Etude de l'acrotère	34
III.2. Etude du balcon	40
III.3. Etude des planchers	45
III.4. Etude de l'escalier	60
III.5. Etude de la poutre palière.....	69

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction	75
IV.3 Méthode de calcul	75
IV.3.1 Méthode statique équivalente	76
IV.3.2 Les Méthodes Dynamiques	76
IV.4 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	76
IV.5 Méthode d'analyse modale spectrale	77
IV.6.1 Description du logiciel Robot	78
IV.6.2 Modélisation	78
IV.6.2 Spectre de réponse de calcul	80
IV.7.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente	86
IV.12 Conclusion	100

Chapitre V : Etude de vent

V.1 Introduction	102
V.2 Domaine d'application.....	102
V.3 Application du RNV 99	102
V.3.1. Détermination du coefficient dynamique Cd	103
V.3.2. Détermination de la pression dynamique qdyn	103
V.3.3. Détermination du coefficient de pression extérieur Cpe	105
V.3.4. Détermination du coefficient de pression intérieure Cpi	109
V.3.5. Détermination du coefficient de pression du vent Cp	109
V.3.6. Détermination de la pression due au vent	110
V.3.7. Détermination de la force de frottement	111
V.3.8. Détermination de la force résultante	111
V.4.Conclusion	113

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI.1 . Introduction.....	115
VI.2.Les combinaisons d'actions	115
VI.3.Ferrailage des éléments porteurs.....	116
VI.3.1.Introduction	116
VI.3.2. Ferrailage des poteaux	116
VI.3.3.Ferrailage des poutres	127
VI.3.3.1.Introduction.....	127
VI.3.3.2.Recommandation des RPA 99/version 2003.....	127
VI.3.3.3.Pour les poutres principales (30× 40)	127
VI.3.3.4.Les poutres secondaires (30×35)	132
VI.3.4. Ferrailage des voiles	139

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII..Etude de fondation.....	150
VII.1.1.Introduction	150
VII.1.2.Différents types de fondations.....	150
VII.4.2.Choix de type de fondation.....	151
VII.6.Calcul du radier	153
VII.6.1..Pré dimensionnement du radier	153
VII. 6.2..Détermination de la surface nécessaire du radier	155
VII. 6.3.Vérification du radier	156
VII.7.ferraillage du radier	158
VII.8.Etude du débord du radier.....	163
VII.9. Etude de nervure	164
VII.10.longrine.....	169
Conclusion générale.	171
Bibliographie.	173
Annexe.	183

Liste des tableaux

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.2. Évaluations des charges

Tableau II.2.1 : Les charges permanentes sur le plancher

Tableau II.2.2: Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage

Tableau. II.2.3:Évaluation des charges pour les murs a double cloison

Tableau. II.2.4:Évaluation des charges pour les murs intérieurs

Tableau. II.2. 5 : Évaluation des charges pour Balcons

Tableau. II.2. 6 : Évaluation des charges pour Paliers

Tableau. II.2. 7 : Évaluation des charges pour Volée d'escalier

Tableau. II.2. 8 : Les résultats d'évaluations des charges

Tableau II.2.9. Descente des charges sur Poteau

Chapitre III : les éléments secondaires

Tableau III.3.1 Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELU

Tableau III.3.2. Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELS

Tableau III.3.3. Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELU

Tableau III.3.4. Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELS

Tableau III.3.5. Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELU

Tableau.III.3.6. Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELS

Tableau.III.3.7. Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELU

Tableau.III.3.8. Récapitulatif planchers Terrasse cas de L'ELS

Tableau.III.4.1. Calcul des sollicitations

Tableau.III.4.2. Calcul des sollicitations d'escalier

Tableau.III.4.3. Récapitulatif des résultats

10

21

22

23

23

24

24

24

25

28

48

49

50

50

52

52

53

54

60

62

63

Tableau.III.4.4. Récapitulatif des résultats	64
Tableau.III.4.5. ferrailage des escaliers	64
Tableau.III.4.6. La vérification de la contrainte	64
Tableau.III.5.1. ferrailage de poutre palière	70
Tableau.III.5.2. La vérification de la contrainte	71
Tableau.III.5.3. conclusion de la vérification	71
Tableau.III.5.4. conclusion de calcule de ferrailage	72

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV .1. périodes et factures de participation modaux (modèle initiale)	80
Tableau IV . 2. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles	81
Tableau IV .3. périodes et factures de participation modaux (modèle initiale)	83
Tableau. IV.4. périodes et factures de participation modaux (2ème proposition)	84
Tableau IV.5.Efforts tranchants à chaque niveau	86
Tableau IV.6.coefficient d'accélération	87
Tableau .IV.8.valeur de T1 et T2	89
Tableau IV.9.Valeur de Pq	90
Tableau IV.10.Résultat de coefficient	91
Tableau. IV.11.Centre de gravité des masses et centre de rigidité	92
Tableau. IV.12.L'efforts tranchants modale à la base sens X.Y	93
Tableau. IV.13.Les sollicitations totales sur les poteaux et voiles	93
Tableau. IV.14.Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)	93
Tableau. IV.15. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)	95
Tableau. IV.16. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales	95
Tableau. IV.17. Vérification l'effet P- Δ pour le sens longitudinal	95
Tableau. IV.18. Vérification l'effet P- Δ pour le sens transversal	96
	97

Chapitre V : Etude de vent

Tableau V.1 : Répartition de la pression dynamique	104
Tableau V.2: les coefficients de pression externe(selon le sens X)..	106
Tableau V.3: les coefficients de pression externe(selon le sens Y)..	107
Tableau V.4: les coefficients de pression externe de la toiture.	108
Tableau V.5: le coefficient de pression.	109
Tableau V.6: la pression due au vent longitudinal	110
Tableau V.7: la pression due au vent transversal	110
Tableaux V.8:Les forces longitudinal	112
Tableaux V.9:Les forces transversal	113

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Tab. V1.1. Tableau de pourcentages minimal et maximal des armatures	118
Tableau VI.2: Valeurs Caractéristiques techniques des matériaux	118
Tab. V1.3.tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	118
Tab. VI.4. Tableau récapitulatif des résultats	121
Tab. V1.5.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison	127
Tab. V1.6.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison	132
Tab. V1.7.tableau résumé les résultats des sections des ferrailages	136

Liste des figures

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

Fig. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
Fig. I.2 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	7
Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.	8
Fig. I.4 :Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.	9
Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1.Pré dimensionnement

Fig. II.1.1 :Schéma de la dalle corps creux.	13
Fig. II.1. 2 : Nervure	14
Fig. II.1. 3: Coupe de voile en élévation.	17
Fig. II.1.4 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.	18
Fig. II.1.5 : Type d'escalier	20

II.2. Évaluations des charges

Fig.II.2.1: Plancher terrasse	20
Fig.II.2.2: Planche étage courant.	21
Fig. II.2. 3: Coupe verticale d'un mur extérieur	22
Fig. II.2. 4 :coupe verticale de l'acrotère	23
Fig.II.2.5 : Poteau le plus sollicité	26
Fig. II.2.6. Poteau d'angle	30

Chapitre III : les éléments secondaires

Fig.III .1.1.Diagramme des forces internes	34
Fig.III.1.2 : schéma statique de M ,N,T	35
Fig. III.1.3 :ferraillage d'acrotère	39
Figure III.2.1: Schéma statique des charges de balcon.	40
Figure III.2.2:schéma du balcon	41
Figure III.2.7: Croquis de ferraillage des balcons.	44
Fig.III.3.1.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS.	49
Fig.III.3.2.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS.	51
Fig.III.3.3.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS.	53
Fig.III.3.4.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS.	54
Figure.III.3.6.Ferraillage des planchers	59
Fig.III.4.1.Les charge sur l'escalier	61
Fig.III.4.2.Diagramme des sollicitations	61
Fig.III .4.3.ferraillage d'escalais	68
Fig.III .5.ferraillage de la poutre palière.	73

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig .IV.1: Courbe de spectre de réponse.

Fig. IV.2 Modèle initiale

Fig. IV.3 Modèle1

Fig. IV.4 Modèle 2

Chapitre V : Etude de vent

Figure V.1: Action du vent

Figure V.2: Répartition de la pression dynamique

Figure .V.3: les coefficients de pression externe (selon le sens X).

Figure V.4: les coefficients de pression externe (selon le sens Y)

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Figure .VI.1 : ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE

Fig. VI.2 : section de poteau

Fig.VI.3.FERRAILLAGE POTEAUX (50×55)

Fig. VI.4.ferrailage de la poutre principale(30×40)

Fig. VI.5. ferrailage de la poutre secondaire (30×35)

Fig.VI.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Fig.VI.7.Schéma de ferrailage des voiles.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Fig. VII.1.Radier

Fig. VII.2. Schéma isostatique et sollicitation de les débords

Fig.VII.3. sollicitation des nervures ELU

Fig.VII.4. sollicitation des nervures ELS

Fig.VII.5.Efforts tranchants nervures radier ELU

Fig.VII.6. ferrailage du nervure

Fig.VII.7. ferrailage du radier

Fig.VII.8. ferrailage du longrine

Introduction générale :

Le cycle de master est sanctionné par l'élaboration d'un projet de fin d'études que l'étudiant, futur ingénieur doit préparer et soutenir devant un jury. C'est dans ce cadre que nous avons été amenés à faire ce présent projet dont le thème est : « **Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 contreventement mixte implanté à Sétif** »

Les bâtiments sont destinés à abriter les hommes, les lieux de travail, les produits pharmaceutiques. Les modes de conception et de construction varient selon les matériaux utilisés, le lieu géographique, la destination, le degré d'évolution de la société etc. en phase de construction aussi bien qu'en phase d'exploitation, le bâtiment doit pouvoir résister à sa propre charge et aux actions extérieures. Il devient donc important d'apprécier la qualité des matériaux et de dimensionner correctement les différents éléments de la structure porteuse d'où l'intervention des ingénieurs.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il a été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+09) à usage d'habitation à Sétif. Cette structure est contreventée par un système mixte (voile + portique).

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

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

On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, suivant les étapes suivantes : présentation de l'ouvrage, le pré dimensionnement, la descente charge, le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons), l'étude dynamique, étude du vent, le ferrailage des éléments structuraux et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le CBA93 et BAEL91 et le RPA99 version (2003).

I.1) Présentation de l'ouvrage :**I.1.1) Introduction :**

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, constitué d'un Rez de chossé et 9 étages .

I.1.2) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

Longueur en plan -----29.08m
 Largeur en plan -----14.29m
 Hauteur du RDC -----3,06m
 Hauteur étage courant -----3,06m
 Hauteur totale(sans acrotère) -----30, 6m
 Hauteur totale (avec acrotère)31.2m

I.1.3) Présentation de la structure :

- Le bâtiment est à usage d'habitation.
- Tous les étages comportent chacun quatre appartements.
- La structure du projet d'études est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un Contreventement mixte.
- Les planchers sont constitués par les balcons en béton armé et un plancher en corps creux.

I.1.4) Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de **setif**, zone classée par le RPA99/version 2003 Comme une zone de forte sismicité (**Zone IIa**)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 .
- Le site est 04
- La contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2.5\text{bars}$

- **I.2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

- **I.2.1) Le béton:**

- **I.2.1.1 Le béton:**

- Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Dans tous les cas la résistance

- à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section avec une hauteur double du diamètre. Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

I.2.1.2 Les compositions du béton :

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

a. ciment:

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles .

c. Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

d. Pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.2.1.3 Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m^2 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. et deux type de ciment et de dosage (l'infrastructure et la super structure) .

I.2.1.4 Résistance mécanique du béton :BAEL91 ART.A.2.1,12)**a. Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistance $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

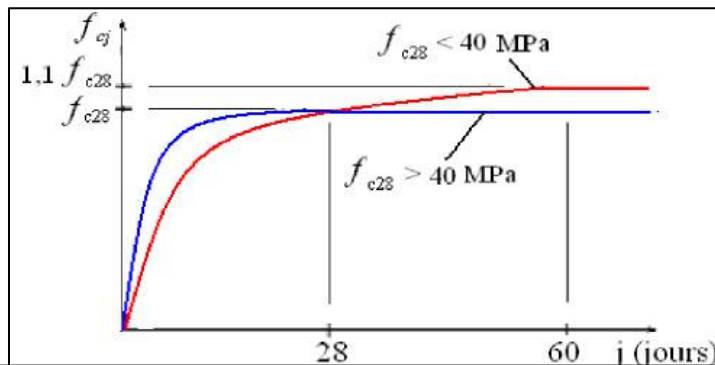


Fig. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction : BAEL91 (ART.A.2.1,1

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

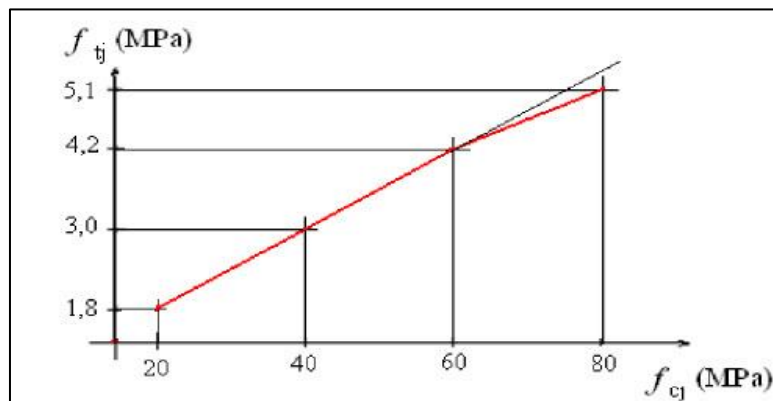


Fig. I.2 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c. Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1,22) :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

d. Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1,3) :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :**❖ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : BAEL91 (ART. A.4.3,41) :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle. sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $-\varepsilon_{bc1} \begin{cases} = 3,5 \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} . \\ (4,5 ; 0,025 f_{cj}) \% & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} . \end{cases}$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
 - $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.
 - $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
 - $\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

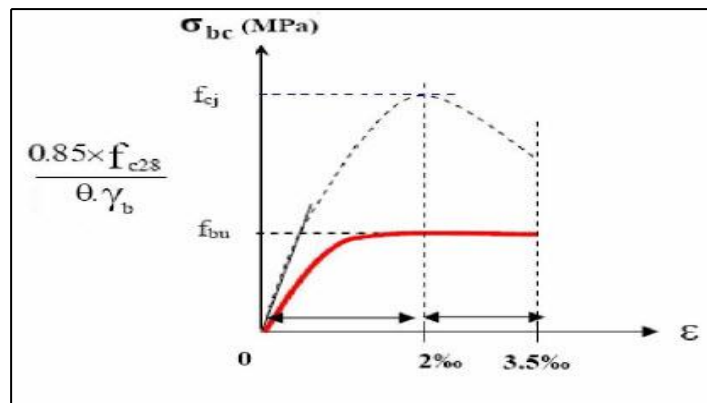


Fig. I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

❖ Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

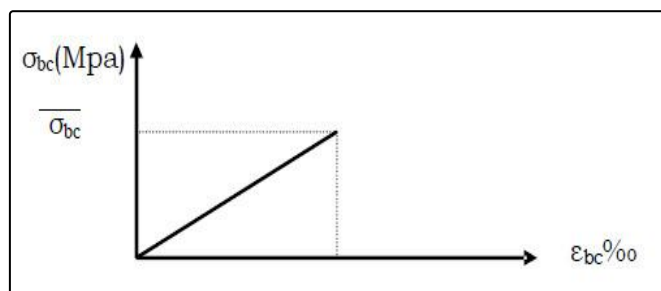


Fig. I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

I.2.2 L'Acier :

I.2.2.1 Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine %).(10%)

I.2.2.2 Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Typ	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant.
	FeE235	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	

Tab. I.1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

I.2.2.3 Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

❖ Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2,2) :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

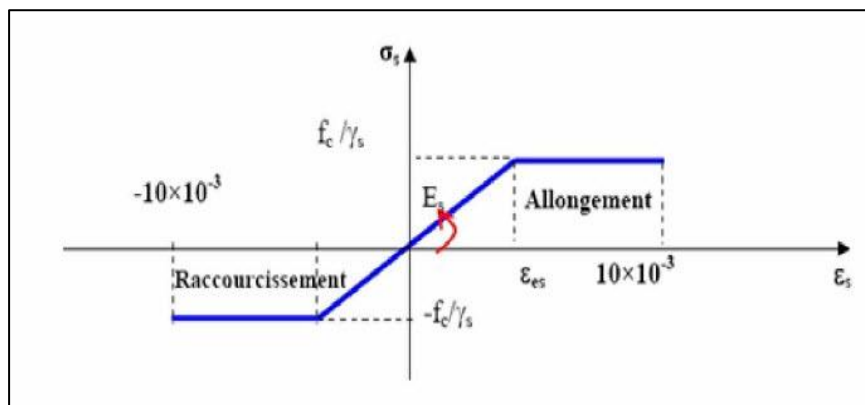


Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

γ_s = coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$ pour l'acier FeE400 et dans le cas général $\sigma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$

❖ Etat limite de service :BAEL91 (ART. A.4.5,3) :

Afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

a) Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations.

b) E.L de compression de béton (BAEL91.A.4.5.2) : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

c) E.L d'ouverture des fissures (BAEL91.A.4.5,3)

I.2.2.4 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 32164.195 \text{ Mpa}$.
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

II.1.Pré dimensionnement

II.1.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements du **BAEL 91** et **CBA93** et le **RPA 99 modifié 2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.2.Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

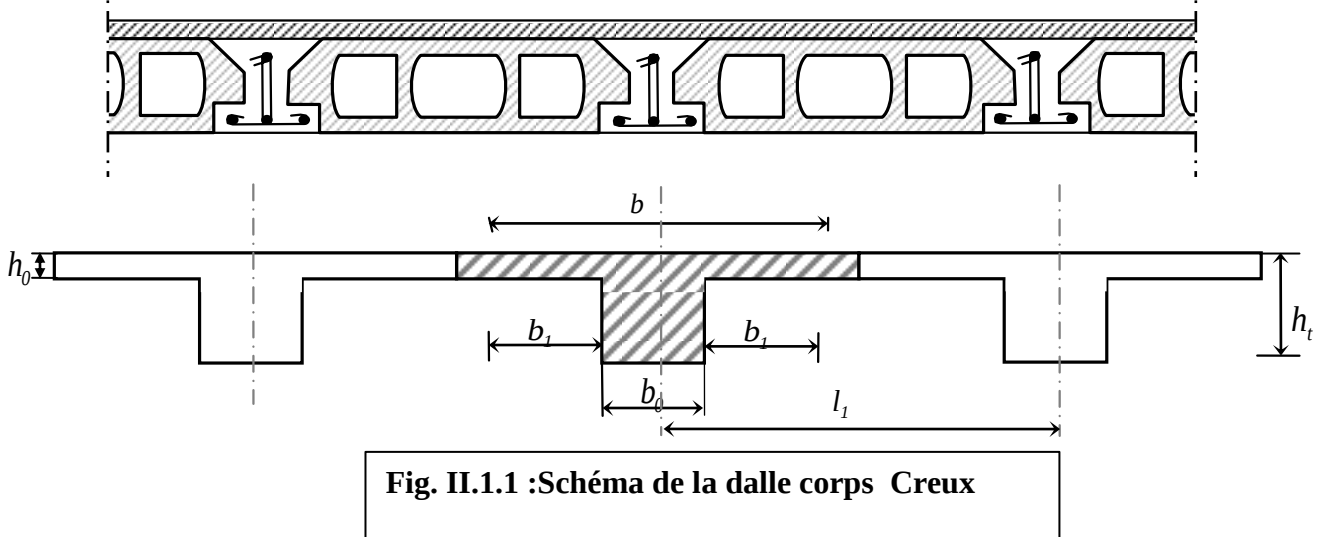


Fig. II.1.1 :Schéma de la dalle corps Creux

➤ Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L=520$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 23.11 \text{ m.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4)

$$\begin{cases} h = 20 \text{ cm} & \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} & \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 24 \text{ cm} & \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{cases}$$

➤ **Dimension des poutrelles :**

1- $0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht \Rightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 14.4 \rightarrow$ Soit $b_0=10\text{cm}$

2- $b_1 = \min \left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right) \rightarrow$ avec $L_0=65-10=55\text{cm}$

$b_1 = \min (27.5 ; 54) \rightarrow b_1 = 27.5$

3- La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

$\rightarrow b = 10 + 2(27.5) = 65$

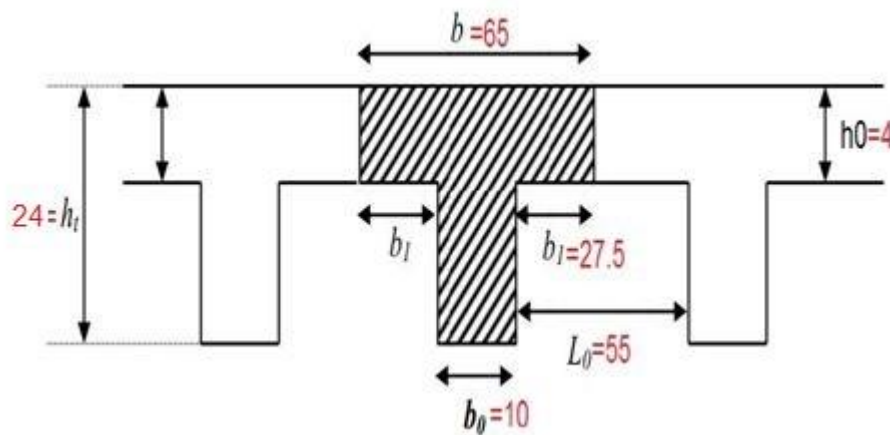


Fig. II.1. 2 : Nervure

II.1.3. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

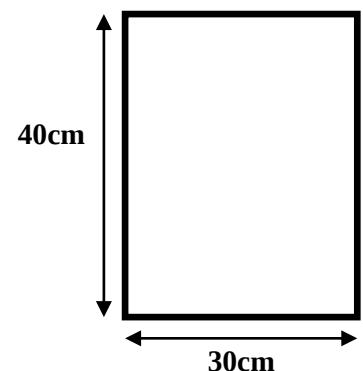
➤ **Condition de la portée : BAEL91 (art B.6.5.1).**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

L_{max} : la plus grande portée = 540cm

$h = (36 \div 54) \text{ cm}$ on prend: $h = 40\text{cm}$.

$b = (0,3 ; 0,4) h = (12 ; 16)$. On prend : $b = 30\text{cm}$.



➤ **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 40 + 30 = 90 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.4. Les poutres secondaires : BAEL91 (art B.6..5.1).

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$: la plus grande portée = 520 cm

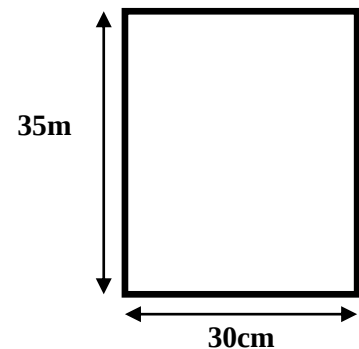
$$h = (1/15; 1/10) 520$$

$$h = (34.66; 52) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4) 35$$

$$b = (10.5; 14) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$



➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1,16 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 35 + 30 = 82.5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.1.5. Poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier et soumise à la flexion et à la torsion (pour mon cas effet de torsion négligeable). Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

➤ **Condition de portée :**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$: la plus grand portée = 400cm

$$h = (1/15; 1/10) 400$$

$$h = (26.66; 40) \text{ cm.} \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0.3 ; 0.4) h$$

$$b = (0.3 ; 0.4) 35$$

$$b = (10.5; 14) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1.16 < 4.0 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre palière est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.1.6.Les poteaux

Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 page 48»**.

Les imensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$* \text{Min} (b_1; h_1) \geq 25 \text{ en zone IIa}$$

$$* \text{Min} (b_1; h_1) \geq h_e/20$$

$$* 1/4 < (h_1/b_1) < 4$$

Avec:

b_1 : Largeur de la section

h_1 : Hauteur de la section

h_e : Hauteur d'étage

$$\text{On prend : } b=40 \text{ cm et } h=50 \text{ cm et } h_e=3.06- 0.30 = 2.76 \text{ m}$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 pour la zone II

$$\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 25 \text{ cm} \quad \text{condition verifier}$$

$$\text{Min} (b, h) \geq h_e / 20 \Rightarrow 50 \geq 276 / 20 \Rightarrow 50 \geq 13.8 \text{ cm} \quad \text{condition verifier}$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 40/50 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 0.8 \leq 4 \quad \text{condition verifier}$$

On adopte une section de **(40*50).cm**

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau .

II.1.7.Les voiles :

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a :Epaisseur du voile.

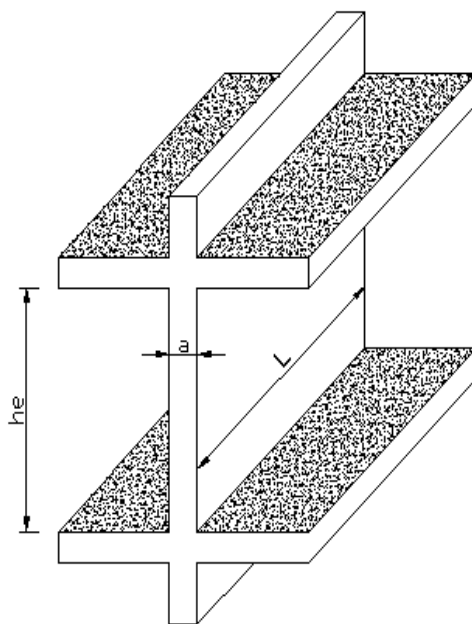


Fig. II.1. 3: Coupe de voile en élévation.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires
 L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de
 La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :
 Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les **RPA99 version 2003 (article 7.7.1)**

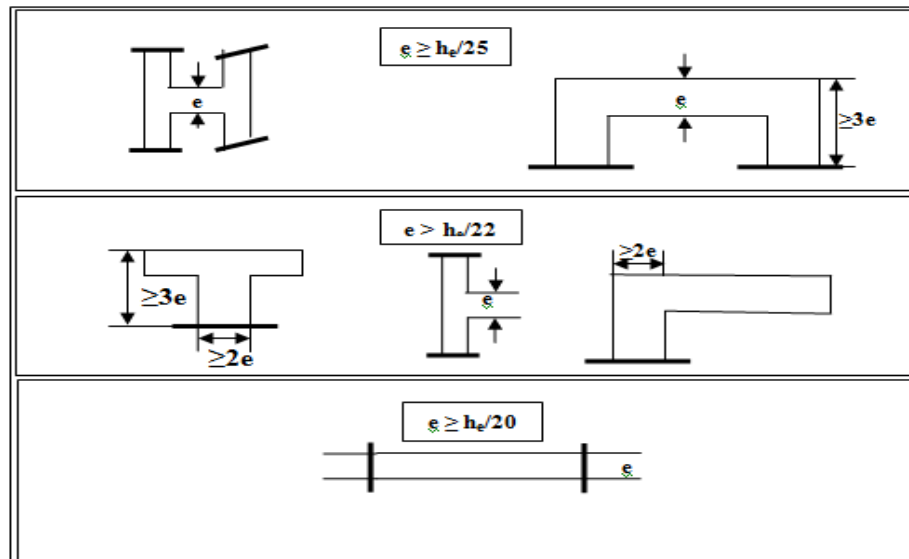


Fig. II.1.4 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

Dans notre cas: selon **RPA99 /V2003**

$$a \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20, 15\text{cm})$$

$$a \geq (10.84 ; 12.31 ; 13.55 ; 15) \text{ cm}$$

$$h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$

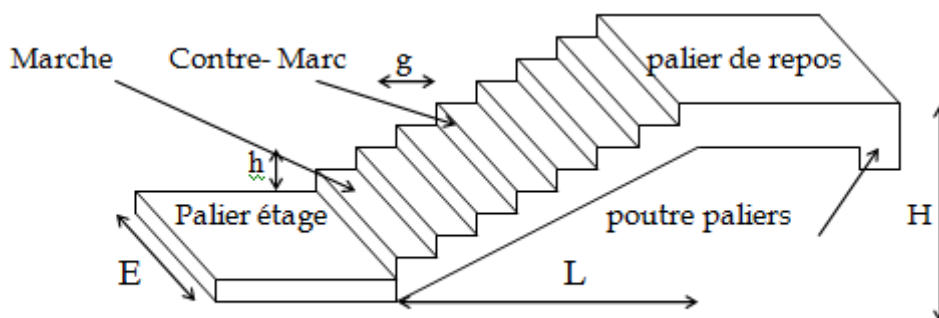
On adopte: **a = 15 cm**

II.1.8. L'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

Rapidité d'exécution et Utilisation immédiate de l'escalier



- **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad 24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

- **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h} \quad n = \frac{306}{17} = 18$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

Pour deux volées n =18

Pour une volée n =9

- **Emmarchement :** $E > 90 \text{ cm}$ pour un escalier de bâtiment d'habitation $E=1.45m$

$$E=1.45m > 90 \text{ cm} .$$

- **Longueur de la volée:**

$$L_1 = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H:hauteur d'étage =3.06 m

L:Longueur de la volée =2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow lp = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Longueur du palier d' étage :**

$$L' = 390 - 2.4 = 150 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paillasse :**

$$L_T = L_1 + L = 240 + 150 = 390 \text{ cm}$$

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On à $L_T = 390\text{cm}$

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30} = \frac{390}{40} \leq e \leq \frac{390}{30} = 9.75 \leq e \leq 13 \rightarrow e = 15\text{cm}$$

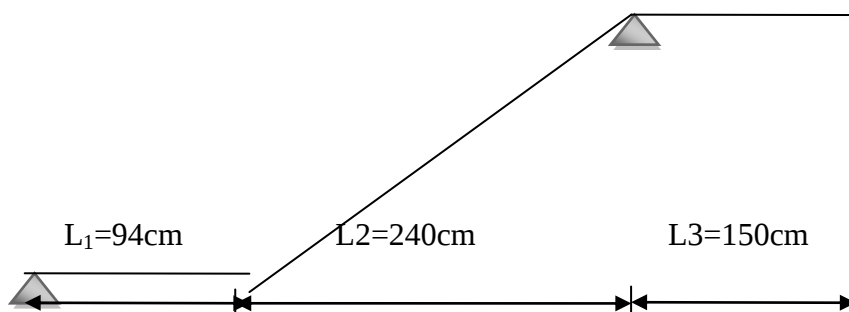


Fig. II.1.5 : Type d'escalier

II.1.9. Récapitulation de pré dimensionnement :

- Poteau= 40×50 cm
- Poutre p= 30×40cm
- Poutre s (chainage) =30×35cm
- Poutre palière =30×35 cm
- L'épaisseur de plancher = 20+4 cm
- L'épaisseur d'escalier = e = 15cm
- Epaisseur du voile =a= 15 cm
- II.2.Évaluations des charges :

II.2.1.Charges de Plancher :

II.2.1.1.Charges Permanentes :

- Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2. [1]

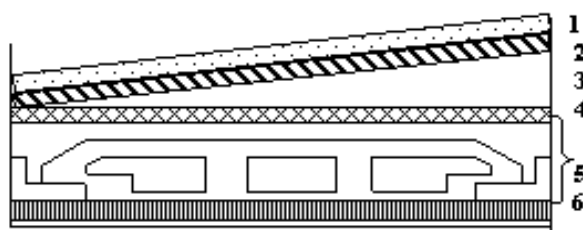


Fig.II.2.1: Plancher terrasse

N°	Désignation	e (m)	$\gamma(Kg / m^3)$	poids(Kg / m^2)
01	Gravillon de protection	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	20+4	-	320
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total :				668 Kg /m ²

Tableau II.2.1 : Les charges permanentes sur le plancher

➤ Plancher Courant :

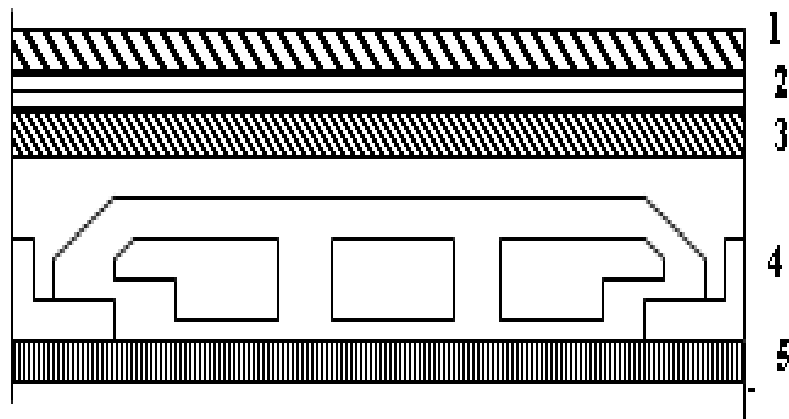


Fig.II.2.2: Planche étage courant.

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Couche de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.20+0.04	-	320
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total :				560 Kg/m ²

Tableau II.2.2: Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage

II.2.1.2.Charge d'exploitation :

1. Terrasse inaccessible **1,00 kN/m²**
2. Plancher courant (habitation) **1,50 kN/m²**

II.2.2.Charges du Mur :

➤ II.2.2.1Mur extérieur :

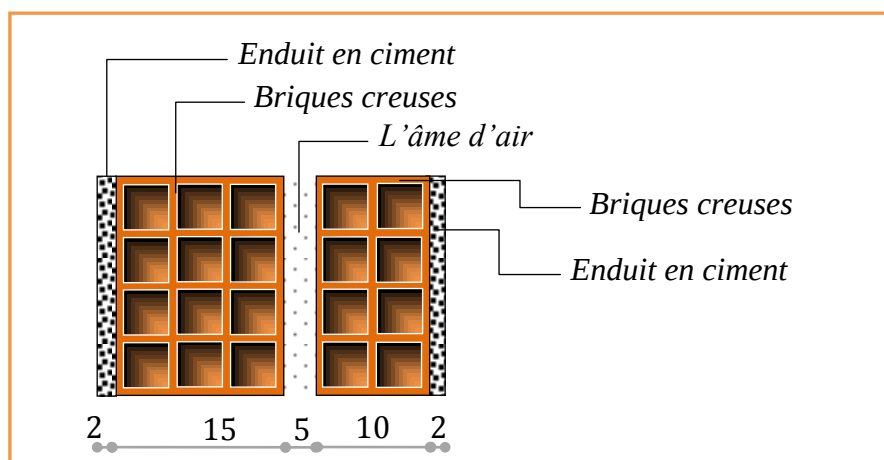


Fig. II.2. 3: Coupe verticale d'un mur extérieur

II.2.3Acrotère :

Surface: $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G=0.0685 \times 25000$$

$$G=1712.5 \text{ N/ml}$$

$$Q=1000 \text{ N}$$

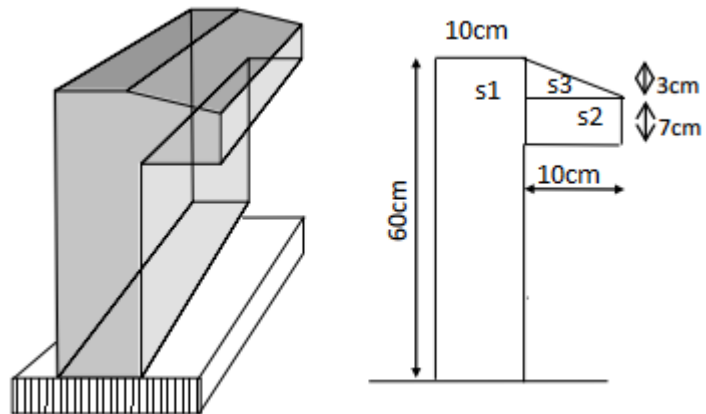


Fig. II.2. 5 :coupe verticale de l'acrotère

Désignation de l'élément	γ (KN/m ³)	e (cm)	G (Kg/m ²)
1- Enduit en ciment	18	2	40
2-Briques creuses	9	10	90
3- Briques creuses	18	15	130
ΣG	/	/	260

Tableau. II.2.3: Évaluation des charges pour les murs a double

II.2.4.Balcons : Balcon accessible

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.16	25000	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
				G =504

Tableau. II.2.4:Évaluation des charges pour les murs intérieurs

Balcon non-accessible:

N°	Désignations	e (m)	γ (Kg/m ³)	Charges (Kg/m ²)
1	Gravillonne	0.04	2000	80
2	Forme de pente	0.08	2200	176
3	Dalle pleine	0.016	25000	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
				G =704

Tableau.II.2. 5 :Évaluation des charges pour Balcons

II.2.5. Charges et surcharges des escaliers :

II.2.5.1.Paliers :

Désignation de l'élément	γ (Kg/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2200	0.02	0.44
2-Mortier de pose	2000	0.02	0.4
3-Poids propre de palier	2500	0.15	3.75
Enduit en plâtre	1000	0.02	0.2
ΣG	/	/	4.79

Tableau. II.2. 6 :Évaluation des charges pour Paliers

II.2.5.2.Volée d'escalier :

Désignation de l'élément	γ (KN/m ³)	e (cm)	G (KN/m ²)
1-Poids propre de paille	25	$\frac{15}{\cos 25.69}$	4.16
2-Poids de la marche	25	0.17/2	22*017/2=1.87
3-Carrelage	22	2	0.44
4-Mortier de pose	20	2	0.4
5- Carde Corps métallique	/	/	0.1
ΣG	/	/	6.85

Tableau. II.2. 7 :Évaluation des charges pourVolée d'escalier

II.2.6.Charges et surcharges :

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	668(Kg/m ²)	1.00 (KN/m ²)
Plancher d'Etage courant	560(Kg/m ²)	1.50 (KN/m ²)
Murs extérieurs	260(Kg/m ²)	-
Murs intérieur	162(Kg/m ²)	-
Acrotère	17.125 (kN/ml)	1.00 (KN/m ²)
Balcons	504 (Kg/m ²)	1.50(KN/m ²)
Paliers	4.79(KN/m ²)	2.50 (KN/m ²)
Volée d'escalier	6.85(KN/m ²)	2.50 (KN/m ²)

Tableau. II.2. 8 :Les résultats d'évaluations des charges

II.3.LA DESCENTE DES CHARGES

II.3.1.Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concerne les charges permanentes(le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.3.2.Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.3.3.Calcul de la descente de charge :**II.3.3.1. Descente des charges sur le poteau intermédiaire :****Poteau B6:**

Surface afférentes :

$$SG=(2.7+1.87)*(2.12+2.6)=21.57 \text{ m}^2$$

$$SQ \text{ terrasse} = ((2.7+1.87)+0.3)*((2.12+2.6)+0.3)=24.44 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{etage}} = 24.44 - (0.4*0.5)=24.24 \text{ m}^2$$

H poteau : 3.06m pour chaque niveau

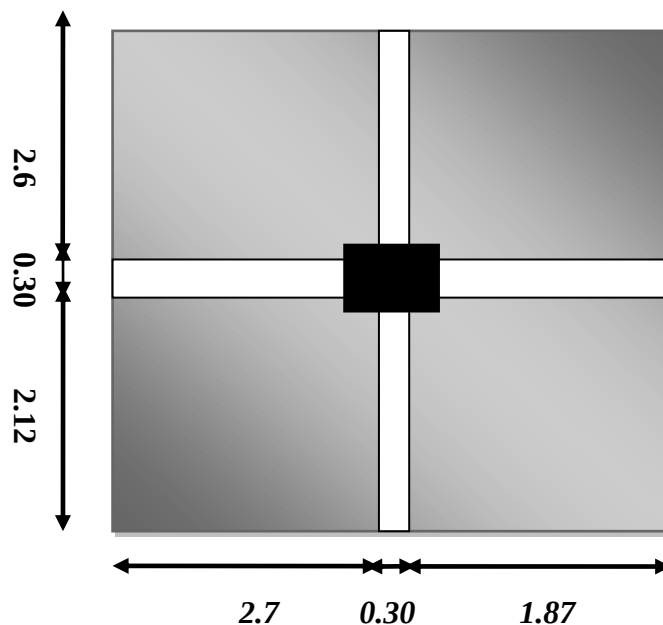


Fig.II.2.6 : Poteau le plus sollicité

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (6.68×21.57)	144.0876	16.956
	Poutre (Pp) : (0,3× 0.40×4.87)×25	14.61	
	Poutre s (Ps) : (0,3×0,35×4.72)×25	12.39	
	Poteaux : (0,4×0. 5) ×3.06×25	15.3	
	Surcharge :(1×16.956)		
	Totale	186.387	16.956
2-2	Venant 1-1	186.387	16.956
	Plancher étage courant (corps creux) 5.60×21.57	120.792	25.14
	Pp : (0,3× 0.4×25×4.87)	14.61	
	Ps : (0,3×0,4×25×4.72)	12.39	
	Poteaux : (0,4×0. 5) ×3.06×25	15.3	
	Surcharge :(1.5×16.76)		
	Totale	349.479	42.10
3-3	Venant 2-2	349.4791	42.10
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux Surcharge :(1.5×0.9×16.76)	163.10	22.626
	Totale	412.579	64.726
4-4	Venant 3-3	412.579	64.726
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux Surcharge :(1.5×0.8×16.76)	163.10	20.112
	Totale	575.679	84.838
5-5	Venant 4-4	575.679	84.838
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux Surcharge :(1.5×0.7×16.76)	163.10	17.598
	Totale	738.779	102.436
6-6	Venant 5-5	738.779	102.436
	Pl é c,Pp, Ps, Poteaux Surcharge :(1.5×0.6×16.76)	163.10	15.084
	Totale	901.879	117.52

7-7	Venant 6-6 Pl é c,Pp, Ps, Poteaux Surcharge :(1.5×0.5×16.76)	901.879 163.10	117.52 12.57
	Totale	1064.98	130.09
8-8	Venant 7-7 (Pl é c,Pp, Ps, Poteaux) de les 2niveaux Surcharge :(1.5×0.5×16.76) de les2 niveaux	1064.98 163.10	130.09 12.57
	Totale	1228.08	142.66
9-9	Venant8-8 (Pl é c;Pp;Ps;Poteaux) Surcharge: :(1.5×0.5×16.76)	1228.08 163.10	142.66 12.57
	Totale	1391.18	155.23
10-10	Venant 9-9 (Pl é c;Pp;Ps;Poteaux) Surcharge: :(1.5×0.5×16.76)	1391.18 163.10	155.23 12.57
	Totale	1554.28	167.8
$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1554.28) + 1.5 (167.8) = 2349.98 \text{ KN}$ $N_{ser} = G + Q = 1554.28 + 167.8 = 1722.08 \text{ KN}$			

Tableau II.9. Descente des charges sur Poteau

Dimensionnement des poteaux : RPA 99 (ART 7.4.3.1)

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

C : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_{ser} = G + Q = 1722.08 \text{ KN} = 1.72208 \text{ MN}$$

Alors :

- Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99 :

$$V=1.72208/0.40*0.50*25=0.34.....condition\ vérifier$$

Vérification de stabilité de forme Art BAL 91

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

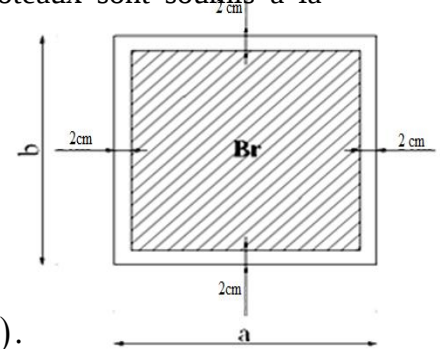
$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right](1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].



.Poteau (40×50) :

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2).(50-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (0.2bh/100)=0.2*400*500/100=400 \text{ mm}^2$$

$$(0.2((b+h)/100))=1.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \%B \text{ (zone II)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = (0.8/100)*(400*500)=1600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max (400, 1600) = 1600 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N} = 3134370,203 \text{ N}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 2349.98 \text{ KN}$$

$$\bar{N} > N_u \text{Condition vérifié}$$

II.3.3.2. Descente des charges sur le poteau d'angle :

Poteau A₁:

Surface afférentes :

$$S_G = 1.92 \times 2.7 = 5.184 \text{ m}^2$$

$$S_{Q \text{ terrasse}} = (1.92 + 0.3) \times (2.7 + 0.3) = 6.66$$

$$S_{Q \text{ étage}} = 6.66 - (0.4 \times 0.5) = 6.46$$

H poteau : 3.06m pour chaque niveau

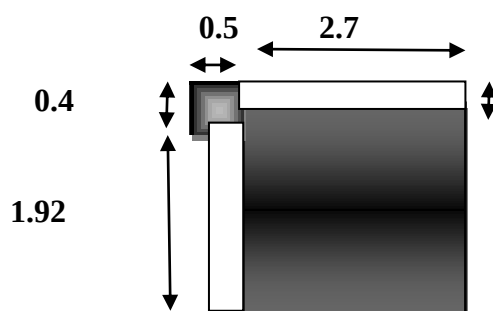


Fig. II.2.7 Poteau d'angle

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Acrotère: $(1.92 + 0.4 + 0.5 + 2.7) \times 0.0685 \times 25$	9.453	
	Plancher terrasse : (6.68×5.184)	34.629	
	Poutre (Pp) : $(0.3 \times 0.40 \times 2.7) \times 25$	8.1	
	Poutre s (Ps) : $(0.3 \times 0.35 \times 1.92) \times 25$	5.04	
	Mur extérieur : $2.66 \times (1.92 + 2.7) \times 1.82$	22.366	
	Poteaux $(0.40 \times 0.50 \times 3.06) \times 25$	15.30	
	Surcharge ₁ : (1×6.66)		6.66
	Totale	94.888	6.66
2-2	Venant 1-1	94.888	6.66
	Plancher étage courant 5.184×5.60	29.03	
	Poutre (Pp) : $(0.3 \times 0.40 \times 2.7) \times 25$	8.1	
	Poutre s (Ps) : $(0.3 \times 0.35 \times 1.92) \times 25$	5.04	
	Mur extérieur : $2.66 \times (1.92 + 2.7) \times 1.82$	22.366	
	Poteaux : $(0.40 \times 0.50 \times 3.06) \times 25$	15.30	
	Surcharge ₁ : (1.5×6.46)		9.69
	Totale	174.724	16.35

3-3	Venant 2-2 Pl é c ,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.9×6.46)	174.724 69.836	16.35 8.721
	Totale	244.56	25.071
4-4	Venant 3-3 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.8×6.46)	244.56 69.836	25.071 7.752
	Totale	314.396	32.823
5-5	Venant 4-4 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.7×6.46)	314.396 69.836	32.823 6.783
	Totale	384.232	39.606
6-6	Venant 5-5 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.6×6.46)	384.232 69.836	39.606 5.814
	Totale	454.068	45.42
7-7	Venant 6-6 Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux Surcharge :(1.5×0.5×6.46)	454.068 69.836	45.42 4.845
	Totale	523.904	50.265
8-8	Venant 7-7 (Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux) Surcharge :(1.5×0.5×6.46)	523.904 69.836	50.265 4.845
	Totale	593.74	55.11
9-9	Venant 8-8 (Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux) Surcharge :(1.5×0.5×6.46)	593.74 69.836	55.11 4.845
	Totale	663.576	59.955
10-10	Venant 9-9 (Pl é c,Pp, Ps, Mur , Poteaux) Surcharge :(1.5×0.5×6.46)	663.576 69.836	59.955 4.845

	Totale	733.412	64.8
$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (733.412) + 1.5 (64.8) = 1087.3062 \text{ KN}$			
$N_{ser} = G + Q = 733.412 + 64.8 = 798.212 \text{ KN}$			

II.3.3.3 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section **(40×50)** cm.

III . les éléments secondaires**III. Introduction :**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
- Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : L'acrotère, le balcon, les planchers, L'escalier ,Poutre palière

III .1.L'acrotère :**III.1.1 Introduction :**

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

III.1.2 Mode de travail:

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".
- Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

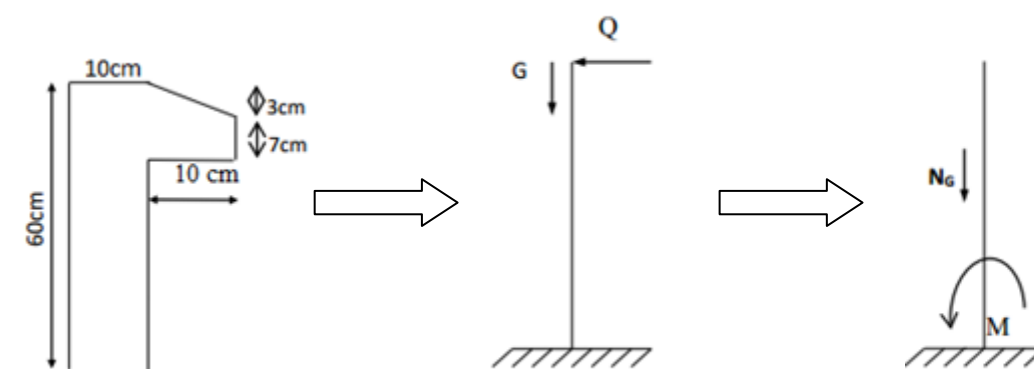


Fig.III .1.1.Diagramme des forces internes

III.1.3.Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (II) donc :

$A = 0.15$ selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml.}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranche $T = Q = 1000 \text{ N.}$

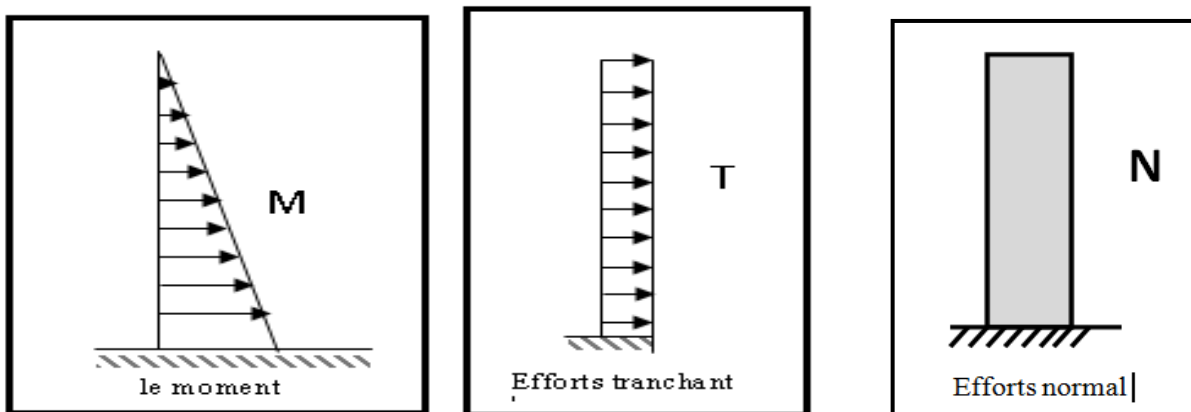


Fig.III.1.2 : schéma statique de M ,N,T

III.1.4.Combinaison d'action:➤ **E.L.U :**

$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$; On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m} \quad ; \quad T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S :**

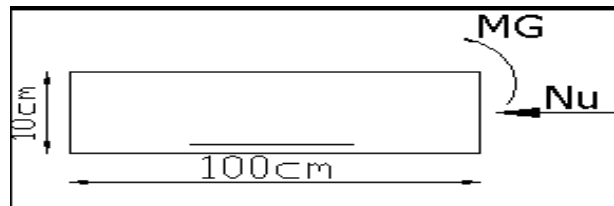
$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

III.1.5. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries

**III.1 5.1. Armatures Longitudinales :**➤ **E.L.U :**➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.525 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.525 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu^{\ell} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \cdot 0.993 \cdot 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
934.25	0.01342	0.017	0.993	0.386	0.336

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A^u = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 ; k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

• **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :BAEL(B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0,0025 b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{cal} ; A^{min} ; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

III.1.5.2.Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.5.3.Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

III.1.5.4. Espacement Des Armatures :

$$A_\ell = 5 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

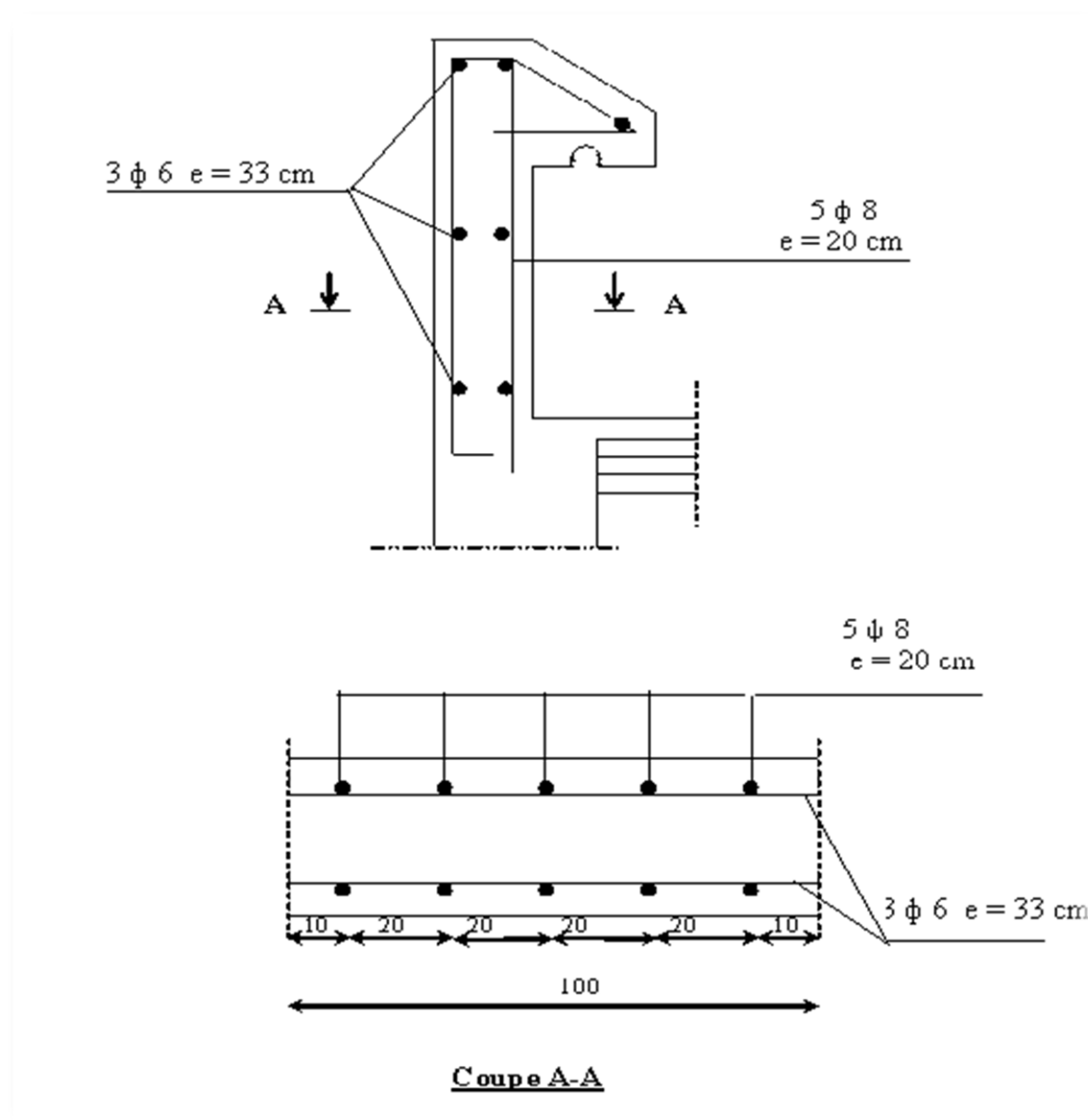
III.1.6. Présentation de ferrailage:

Fig. III.1.3 :ferrailage d'acrotère

III.2. Étude de balcon :**III.2.1.Introduction:**

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs .

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

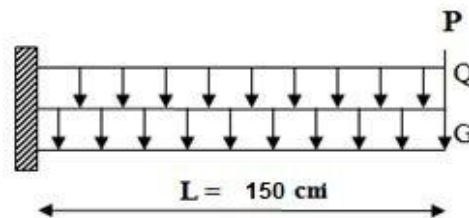


Figure III.2.1: Schéma statique des charges de balcon.

$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ on a : $L = 1.50\text{m}$

$$10 \leq e \leq 14.5$$

On prend un épaisseur de : 15cm.

III.2.2. Les combinaisons d'action:

Le calcul se fait comme une console d' une bande de 1m l.

$$G = 504 \text{ kg/m}^2 \quad \square \quad 1 \text{ ml} \quad \square \quad G = 504 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 \quad \square \quad 1 \text{ ml} \quad \square \quad Q = 350 \text{ kg/ml}$$

- La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.15 = 2.91\text{m}$.
- Charge du mur extérieurs $G = 182\text{kg/m}$
- Donc La charge $P = 182\text{kg/m} \square 2.91 \text{ m} = 529.62 \text{ kg}$

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L$$

$$= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times 1.50^2 / 2 + 1,35 \times 5296.2 \times 1,50$$

$$\rightarrow M_u = 24285.555 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times 1,50 + 1,35 \times 5296,2$$

$$\rightarrow T_u = 25230,87 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$= (5040 + 3500) \times \frac{1,50^2}{2} + 5296,2 \times 1,50$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 17551,8 \text{ N.m}$$

III.2.3.Détermination du ferrailage :

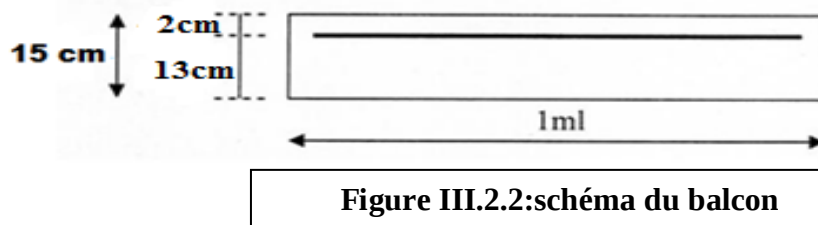
On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons .

-fissuration peu nuisible

On prend :

L'enrobage:

$$C = 2 \text{ cm} ; d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$



$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{24285,555}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,1011 < \mu^{\ell} = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,1011 \rightarrow \alpha = 0,133 \rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{cl} = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{24285,555}{348 \times 0,946 \times 13} = 5,674 \text{ cm}^2$$

III.2.3.1. Vérification :**III.2.3.1.1. Vérification à l'E.L.U :**

- Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.13 \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0,001.b.h = 0,001.100.15 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

- Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{25230.87}{1000 \times 130} = 0,194 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_\mu = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,194 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.3.1.2. Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24285.555}{17551.8} = 1.38$$

$$\alpha = 0,133 \leq (1,38 - 1) / 2 + (25/100) = 0.44 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- -Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .
- -Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .
- -Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_L) .$$

$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_L (\text{cm}^2)$	$A_{Max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
5.674	1.56	1.5	5.674	6.03=3HA16

- Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad} / 5 = 5.67 / 5 = 1,152 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_r = 33 \text{ cm.}$$

III.2.3.1.3 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M^0} \rightarrow 0.1 \geq 0.085$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00473 < \frac{4.20}{400} = 0.011 .$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

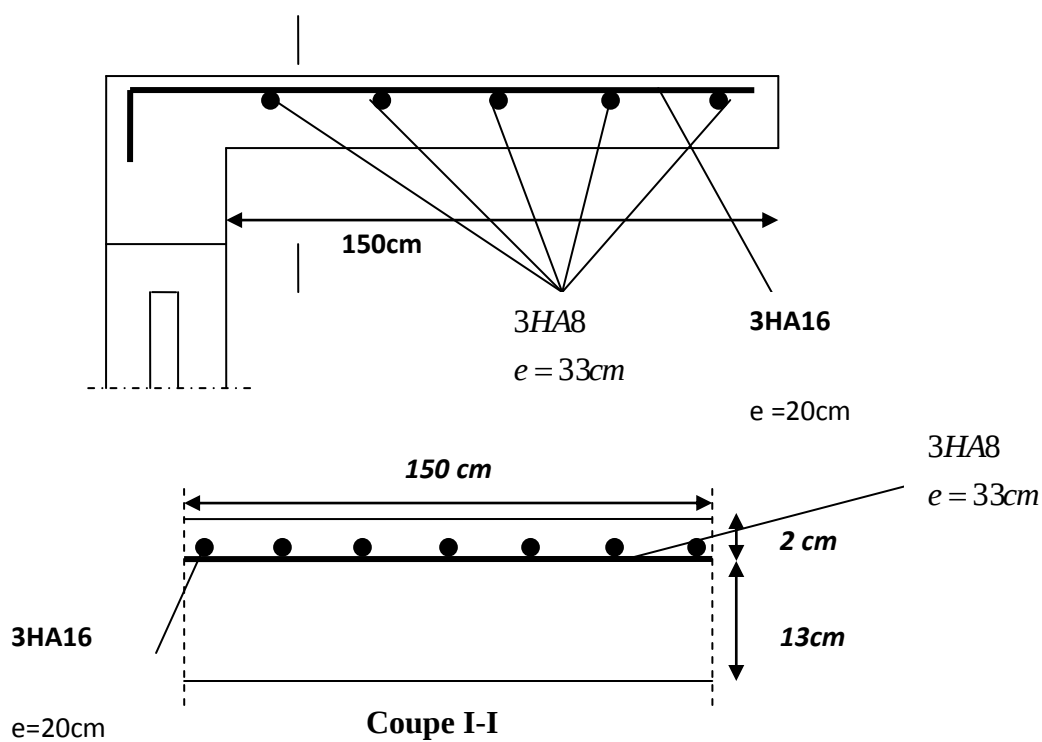
III.2.4. Présentation de ferrailage:

Figure III.2.3: Croquis de ferrailage des balcons.

III.4.L'escalier :**III.4.1.Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier à 2 volées et un palier intermédiaire.

III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

III.4.3. Combinaison Des Charges :

- **La volée**

$$G = 6.85 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q = 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- **Le palier**

$$G = 4.79 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q = 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- La hauteur du mur : $h = 3.06/2 = 1.53\text{m}$

Charge du mur extérieurs $G = 182\text{kg/m}$, mon cas murs avec fenêtres (80%G).

$$\text{Alors } G = 0.8 \times 182 = 1.456 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc La charge } P = 1.456 \text{ KN/m}^2 \times 1.53\text{m} = 2.227 \text{ KN}$$

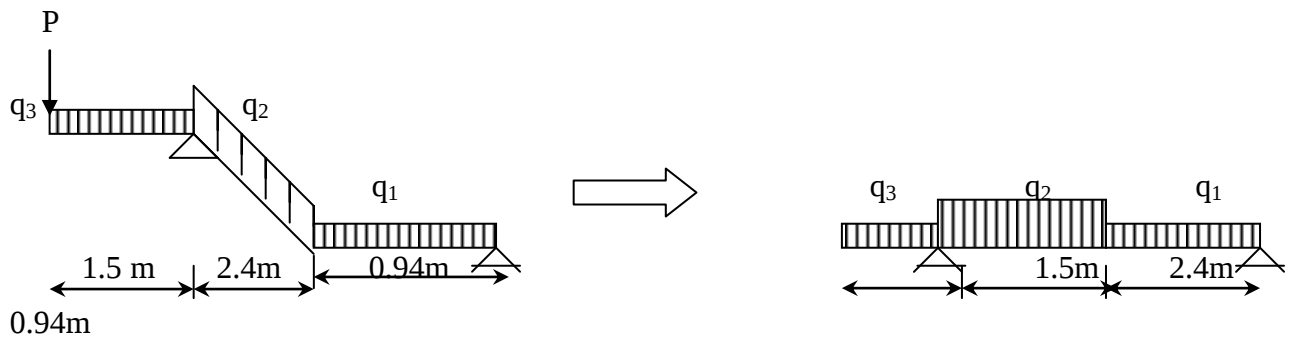
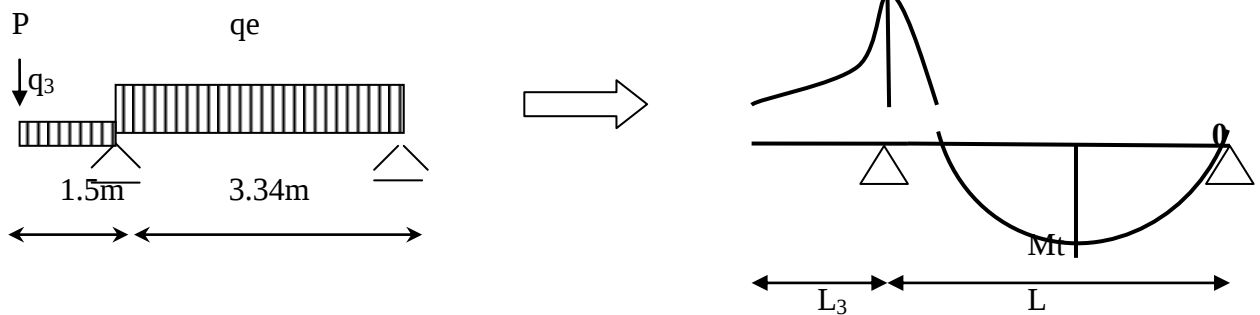
- **Combinaisons d'action :**

$$\text{- E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{- E.L.S : } q_{ser} = G + Q$$

	volée (KN/m ℓ)	Palier (KN/m ℓ)
ELU	12.997	10.22
ELS	9.35	7.29

Tableau III.4.1: Calcul des sollicitations

III.4.4.Détermination des sollicitations :**➤ La charge équivalente :****Fig.III.4.1.Les charge sur l'escalier****Fig.III.4.2.Diagramme des sollicitations****à l'ELU :**

- La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L = L_1 + L_2 + L_3} = 11.59 \text{ KN/ml}$
- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$
- Le moment au appui: $M_a = 0.3M_0 = 6.309 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 17.87 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{11.59 \times 4.84}{2} = 28.04 \text{ KN}$

à l'ELS :

$$q_{eq} = 8.31 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = 24.33 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 = 7.299\text{KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 20.68\text{KN.m}$

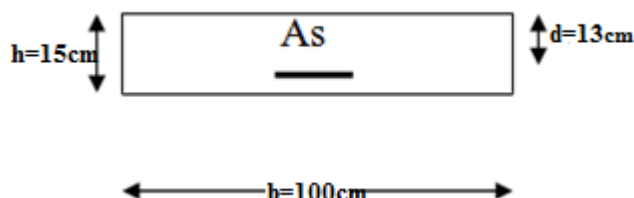
L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{8.41 \times 4.84}{2} = 20.11 \text{ KN}$

	$q_{eq} \text{ (KN/ml)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	M_0	$M^t \text{ (KN.m)}$	$T_u \text{ (KN)}$
ELU	11.59	6.309	21.03	17.87	28.04
ELS	8.31	7.299	24.33	20.68	20.11

Tableau III.4.2 : Calcul des sollicitations d'escalier

III.4.5.1. Calcul de ferrailage :

pour une bande de 1 m



➤ En travée :

➤ E.L.U :

1-Armatures longitudinales :

$$\mu = M_t / b \times d^2 \times \sigma_b = 17870 / 100 \times 13^2 \times 14.2 = 0.0105 < \mu_{lu} = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0105 \Rightarrow \alpha = 0.0131 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_u = M_t / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 17870 / 348 \times 0.994 \times 13 = 3.97 \text{ cm}^2$$

$M_t \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	β	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
17870	0.0105	0.392	0.0131	0.994	3.97

2-Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : **BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A_{l_{\min}} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1 / 400 = 1.569$$

- Pourcentage minimal : **BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{2_{\min}} \geq 0.001 b h = 100 \cdot 15 \cdot 0.001 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}^1 (cm^2)$	$A_{min}^2 (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	3.97	1.569	1.5	3.97	6T10=4.71

Tableau III.4.3. récapitulatif des résultats

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures longitudinal :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

3-Armature de réparation

$$\text{en travée : } A_{yt} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend : } A_{yt} = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures réparation :

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

$$S_t \leq 45 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

➤ **En appuis:**

❖ **E.L.U :** 14.838

1-Armatures longitudinales :

$$\mu = M_t / b \times d^2 \times \sigma_b = 6310 / 100 \times 13^2 \times 14.2 = 0.0262 < \mu_{lu} = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0262 \Rightarrow \alpha = 0.0331 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_u = M_t / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 6310 / 348 \times 0.986 \times 13 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$M_a (N.m)$	μ	μ_l	α	β	$A (cm^2)$
6310	0.0262	0.392	0.0331	0.986	1.41

2-Conditions de non fragilité :

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{min}^2 \geq 0.001 b h = 100.15 \cdot 0.001 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}^1 (cm^2)$	$A_{min}^2 (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Appuis	1.41	1,569	1.5	1.569	3T10=2.36

Tableau III.4.4. récapitulatif des résultats

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

3-Armature de répartition

$$A_{yt} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend : } A_{yt} = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)**

- Armatures répartition :

- $S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- $S_t \leq 45 \rightarrow \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

Section	b(cm)	d (cm)	$M_u(N.m)$	β	A_{smin}	$A_{cal} (cm^2)$	A_{adopte}	$A_r = \frac{A}{6} \cdot \frac{A}{3}$	A_r
Travée	100	13	17870	0.994	1.56	3.97	6T10=4.71	1.17	3T10=2.36
Appuis	100	13	6310	0.986	1,56	1.56	3T10=2.36	0.59	3T10=2.36

Tableau.III.4.5.ferraillage des escaliers.

❖ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	α	M_u	M_s	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.0131	17870	20680	1.86	25	0.18	Vérifiée
Appuis	0.0331	6310	7299	1.86	25	0.18	Vérifiée

Tableau.III.4.6. La vérification de la contrainte

III.4.5.2.Vérification des efforts tranchant :

La contrainte tangente τ_u : **BAEL91 (art A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.215 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{ct28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2, 5; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2, 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2, 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Condition vérifiée. D'où les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.5.3.Vérification de la flèche : BAEL91(art B.6.5,1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m.

L : la distance entre appui.

$$1) \frac{h_I}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 15/400 \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.037 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 15/400 \geq \frac{17870}{10 \times 21030} \Rightarrow 0.037 \geq 0.084 \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0036 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Il faut passé à la justification de la flèche .Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (**BAEL 91(art B.6.5, 3)**).

III.4.5.3.1.Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

▪ **Position du l'axe neutre :**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

▪ Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 4.71 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 4.71} = 7.74 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_G' = h - Y_G = 15 - 7.74 = 7.26 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 13 - 7.74 = 5.26 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left[\left(\frac{15}{2} \right) - 7.74 \right]^2 + 15 \times 4.71 \times (13 - 7.74)^2$$

$$I_0 = 30166.1159 \text{ cm}^4$$

▪ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.71}{100 \times 13} = 0.004$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.004} = 5.25 \quad \lambda_i = 5.25$$

▪ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \longrightarrow \lambda_v = 2.1$$

III.4.5.3.2. Calcul des moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = 5.811487 \text{ KN/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 5811.487 + 2500 = 8311.487 \text{ /ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5811.48 \times 4.84^2}{8} = 14464.59 \text{ N.m}$$

$$j_{eq} = 4880.5785 \text{ N/m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4880.57 \times 4.84^2}{8} = 12147.59 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8311.48 \times 4.84^2}{8} = 20687.02 \text{ N.m}$$

▪ **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.4$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.4 \Rightarrow \beta_1 = 0.910$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{14464.59 \times 10^3}{0.910 \times 471 \times 130} = 259.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{12147.59 \times 10^3}{0.910 \times 471 \times 130} = 218.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{20687.02 \times 10^3}{0.910 \times 471 \times 130} = 371.27 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 259.59 + 2.1} = 0.41$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 218.01 + 2.1} = 0.34$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 371.27 + 2.1} = 0.54$$

Donc :

$$I_{F_v^g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30166.11}{1 + 2.1 \times 0.41} = 17830.58 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30166.11}{1 + 5.25 \times 0.41} = 10525.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^j} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30166.11}{1 + 2.1 \times 0.34} = 19359.81 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v^j} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30166.11}{1 + 2.1 \times 0.34} = 8652.6 \text{ cm}^4$$

Calcule de la flèche:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{BAEL91(Art :A.2.1.2.1)}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$F_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v^g}} = \frac{14464.59 \times 4.84^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 17830.58} = 1.7 \text{ cm}$$

$$F_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_i^g}} = \frac{14464.59 \times 4.84^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 10525.84} = 1 \text{ cm}$$

$$F_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v^j}} = \frac{12147.59 \times 4.84^2 \times 10^4}{10 \times 10818.7 \times 19359.81} = 1.35 \text{ cm}$$

$$F_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{F_v^p}} = \frac{20687.02 \times 4.84^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 8652.6} = 1.7 \text{ cm}$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g < f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{484}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 1.7 - 1.00 + 1.35 - 1.7 = 0.35 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.35 \text{ cm} < f_{adm} = 0.96 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.4.6. Présentation de ferrailage:

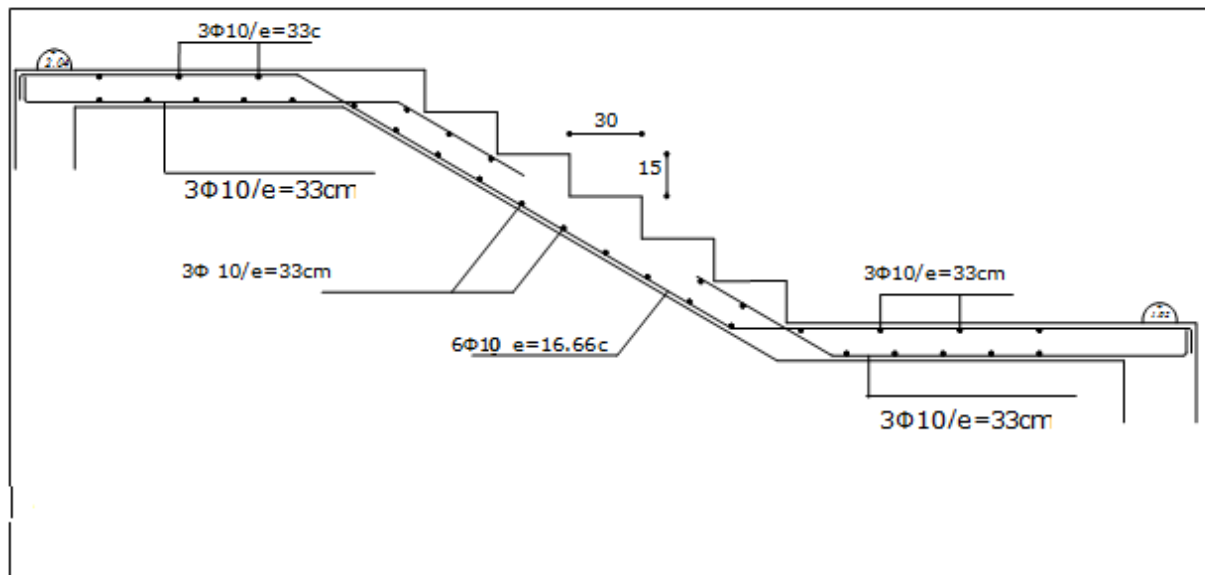
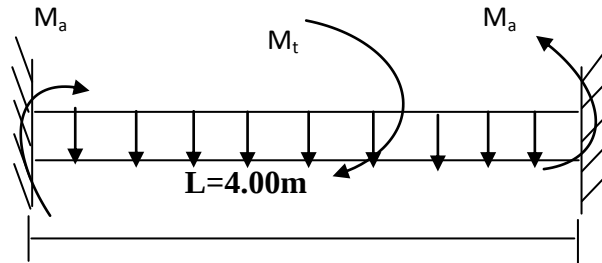


Fig.III .4.4.ferrailage d'escalier

III.5.Poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

**III.5.1.Evaluation des charges :**

- Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN / ml}$

- poids du mur : $1,82 \times 80\% \times 1,53 = 2,24 \times 1,53 = 2,23 \text{ KN/ml}$

- Poids de plier:

$$G = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 6,85 \text{ KN/m}^2$$

Donc: $q_u = G_p \times 1,2 + G \times 1,425 + P_p + P_{\text{mur}}$

$$= 6,85 \times 1,2 + 4,79 \times 1,425 + 2,625 + 2,23 = 19,90075 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison d'action :

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

À l'ELU : $P_u = 1,35 \times 19,90075 + 1,5 \times 2,5 = 30,616 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $P_{\text{ser}} = 19,90075 + 2,5 = 22,40075 \text{ KN/ml}$

➤ les sollicitations :**❖ En travée :**

$$M_{t_u} = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{30,616 \times 4,00^2}{24} \Rightarrow 20,410 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{\text{ser}}} = \frac{P_{\text{ser}} \times L^2}{24} = \frac{22,4007 \times 4,00^2}{24} \Rightarrow 14,971 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{30,616 \times 4,00}{2} \Rightarrow 61,232 \text{ KN.m}$$

❖ En appui :

$$M_{a_u} = P_u \times L^2 / 12 = 30,616 \times 4,00^2 / 12 = 40,821 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = P_{\text{ser}} \times L^2 / 12 = 22,4007 \times 4,00^2 / 12 = 29,867 \text{ KN.m}$$

$$T = P \times L / 2 = 30,616 \times 4,00 / 2 = 61,232 \text{ KN.m}$$

III.5.2. Calcul de ferrailage :(armatures longitudinales)❖ **E.L.U :**❖ **En travée :**

$$\mu = M_{ut} / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 20410 / 30 \times 32^2 \times 14.2 = 0.0467 < \mu_{lu} = 0.392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0467}) = 0.0478$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.940$$

$$A = M_{ut} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 20410 / 348 \times 0.940 \times 32 = 1.9497 \text{ cm}^2. \text{ donc en adopte } \mathbf{4T8} \text{ avec } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui :**

$$\mu = M_{ua} / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 40821 / 30 \times 32^2 \times 14.2 = 0.0935 < \mu_{lu} = 0.392 .$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0935}) = 0.0983$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.960$$

$$A = M_{ua} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 40821 / 348 \times 0.960 \times 32 = 3.818 \text{ cm}^2. \text{ donc en adopte } \mathbf{4T12} \text{ avec } A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

	M_u (kNm)	U	$u < u_r$	A_s' (cm ²)	α	β	$A_s^{cal/ml}$ (cm ²)	Le choix	$A_s^{adopt/ml}$ (cm ²)
Travée	20.410	0.0467	Oui	0	0.0478	0.940	1.949	4T8	2.01
Appuis	40.821	0.0935	Oui	0	0.0983	0.960	3.818	4T12	4.52

Tableau.III.5.1.ferrailage de poutre palière

ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

❖ **En travée :**

$$\text{Aucune vérification à l'ELS si : } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 20.410 / 14.671 = 1.39$$

$$\alpha = 0.0478 < \gamma - 1/2 + F_{C28}/100 = 0.44$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

❖ **En appui :**

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 40.821 / 29.867 = 1.36$$

$$\alpha = 0.0983 < \gamma - 1/2 + F_{C28}/100 = 0.43$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

Elément	α	M_u	M_s	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.0478	20.410	14.671	1.39	25	0.44	Vérifiée
Appuis	0.0983	40.821	29.867	1.36	25	0.43	Vérifiée

Tableau.III.5.2. La vérification de la contrainte

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23.b.d.(f_{t28}/f_e)$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times (2,1/400) = 1.159 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.949 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.159 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{En travée.}$$

$$A_s = 3.818 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.159 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Sur appui.}$$

- Pourcentage minimale : (RPA (art 7.5.1.2))

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 30 \times 35 \Rightarrow 1.2 \geq 1.05 \text{ cm}^2$$

Eléments	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A'_{\min}$ (cm ²)	$A_{\min}^{RPA}$ (cm ²)	$A_{\max}$ (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	1.949	1.159	1.05	5.25	1.949	4T8=2.01
Appuis	3.818	1.159	1.05	5.25	3.818	4T12=4.52

Tableau.III.5.3.Conclusion des vérification

III.5.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 A.5.1

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o . d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13F_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = T_u \max / b.d = 61.232 / 0.30 \times 0.32 = 0.637$$

$$\tau_u = 0.637 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{Mpa} \text{ Donc la condition de cisaillement est vérifiée.}$$

III.5.4.Espacement des armatures transversales :

Détermination de l'espacement entre les armatures transversales :

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit satisfaire les conditions suivantes

RPA 99 :

$$A_t / S_t \geq 0,003.b = 0,09 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing) = 8.75\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 = 17.5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

Donc: $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

La longueur de la zone nodale : $L' = 2.h = 70 \text{ cm}$

III.5.5. La quantité des armatures transversales :

* **BAEL91:** (art A.5.1, 2)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \cdot \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{20}{235} \Rightarrow A_t \geq 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq b_0 \times S \times (\tau_u - 0,3f_{t28}) / 0,8 \times f_e \rightarrow A_t \geq 30 \times 20 \times (0,637 - 0,3 \times 2,1) / 0,8 \times 235$$

$$A_t \geq 0,0223 \text{ cm}^2$$

* **RPA 99:**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEL}}, A_{t \text{ RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1,8 \text{ cm}^2 \text{ on adopté: } 4\text{T}8=2,01 \text{ cm}^2$$

III.5.6. Calcul de la poutre à la torsion :

Remarque : La présence de la console annule l'effort de la torsion au niveau de l'appui (poutre palière)

- **Les armatures totales :**

Section	Flexion(cm ²)	Choix(cm ²)
Travée	1.949	4T8=2.01
Appui	3.818	4T12=4.52
A _t	1.8	4T8=2.01

Tableau.III.5.4. Conclusion de calcul de ferrailage

III.5.7. Vérification de la rigidité (flèche) :

État limite de déformation pour planchers et poutres (**BAEL B6.5**).

On peut admettre de ne pas justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} \succ A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 33}{400} = 9,9 \succ A_s = 5,65 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Conclusion : Il faut pas passé a la justification de la flèche .

III.5.8. Présentation de ferrailage:

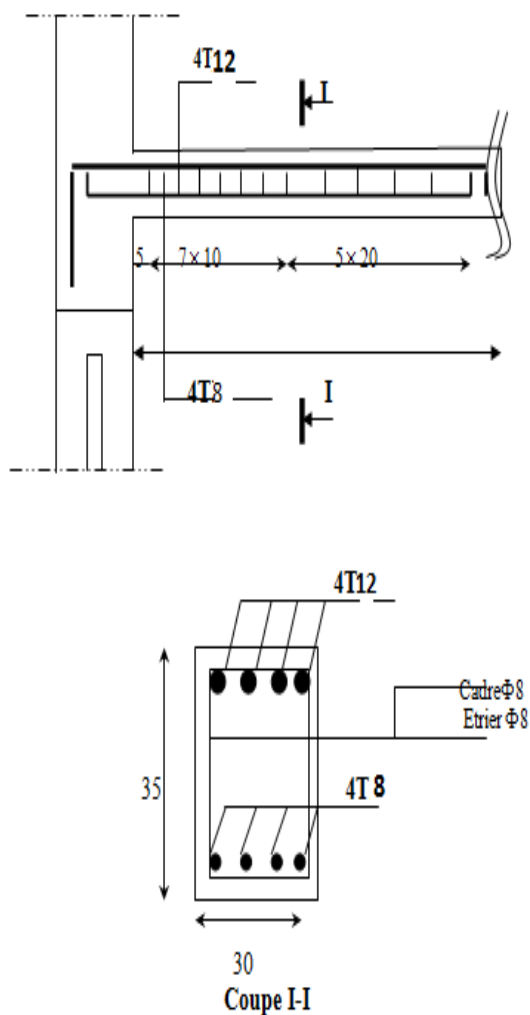


Fig.III .5.ferrailage de la poutre palière.

III.3.Etudes des Planchers

III.3.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) . se compose d'une dalle de compression (4 cm) et hourdis (16 cm)

III.3.2.Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

a-méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Calcul des moments:

a.Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées

- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

b. Les moments en travées :

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0$ travée de rive
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2}M_0$ travée intermédiaire

-des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{Pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{Pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant à droite de la travée

T_g = l'effort tranchant à gauche de la travée

b- Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- - $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- - $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires

✓ **calcul des moments :**

-Les moments en appui :

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{L'abscisse à de l'appui gauche (w): } X_{MT} (m) = \frac{L}{2} - \frac{MW - Me}{pl}$$

- Les moments en travées :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique)
- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée ;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l' = l$ pour une travée de rive.
- $l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire.

Où " l " représente la portée de la travée libre.

-des efforts tranchants

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

III.3-3- calcul des planchers

III .3 3-1-Les types des planchers :

On rencontre deux types de poutres contenues dans le plancher terrasse et dans le plancher d'étages courants.

A. PLANCHERS TERRASSE :

$$G = 6680 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

❖ **Combinaisons d'actions :**

➤ **E.L.U**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q). 0,65 = 6836.7 \text{ N/m}$$

➤ **E.L.S**

$$P_s = (G + Q). 0,65 = 4992 \text{ N/m}^2$$

➤ **TYPE 01 :**

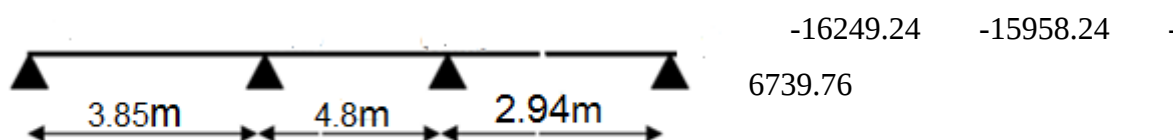
Les conditions

- $1000 \leq 2 \times 6680 = 13360 \text{ N}$ (condition vérifier)
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad \dots\dots\dots \text{(condition. non Vérifier)}$$

- Fissuration peu nuisible (condition vérifier)

nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifiées



-ELU -

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3.85	4.8	2.94
L'(m)	3.85	3.84	2.94
Pu(N.M)	6836.7	6836.7	6836.7
Ma(N.m)	0	11891.11	9731.92
MT(N.M)	18612.67	30501.31	12252.67
X _{Mt}	1.47	2.46	1.95
V _w (N)	10072.04	16857.91	13360.12
Ve(N)	-16249.24	-15958.24	-6739.76

📊 **Tableau III.3.1 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELU**

-ELS

Travée	1-2	2-3	3-4
L(m)	3.85	4.8	2.94
L'(m)	3.85	3.84	2.94
Pu(N.M)	4992	4992	4992
Ma(N.m)	0	8682.61	7106.02
M _T (N.M)	13590.54	22271.27	8946.61
X _{Mt}	1.47	2.46	1.95
V _w (N)	7354.37	12309.25	9755.25
Ve(N)	-11864.82	-11652.34	-4921.22

Tableau III.3.2 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELS

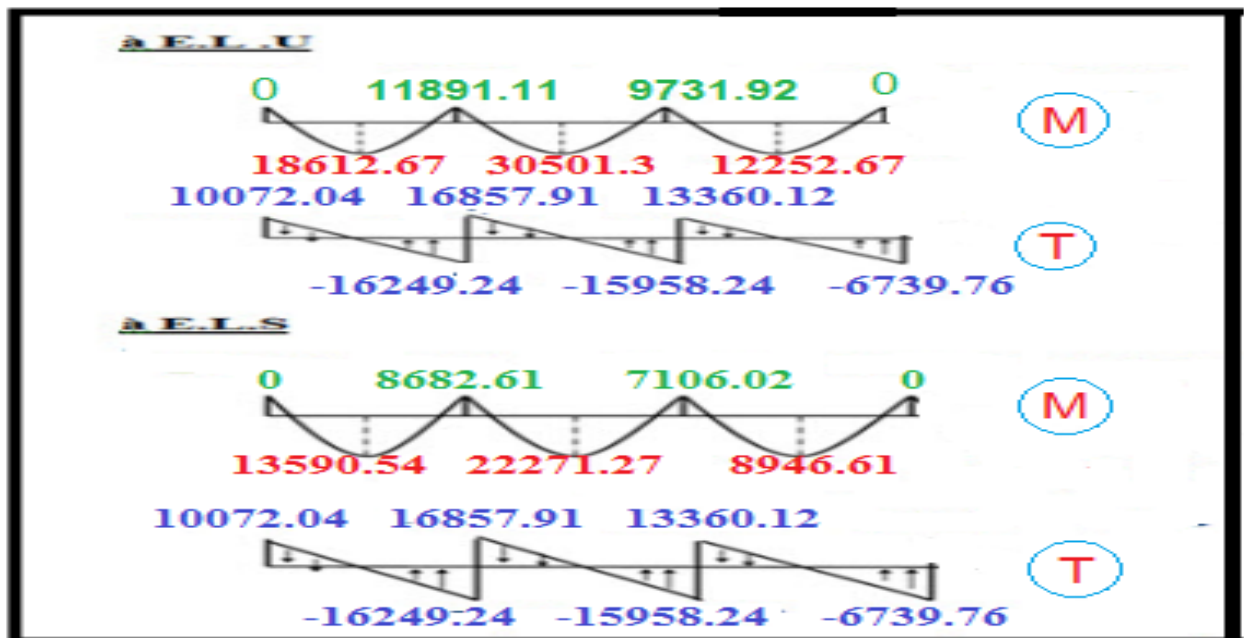


Fig.III.3.1.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS

TYPE 02 :

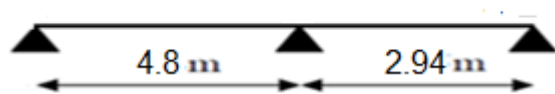
Les conditions

- $1000 \leq 2 \times 6680 = 13360 \text{ N}$ (condition vérifier)
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad \dots\dots\dots \text{(condition. non Vérifier)}$$

- Fissuration peu nuisible (condition vérifier)

nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifiées



-ELU -

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.8	2.94
L'(m)	4.8	2.94
Pu(N.M)	6836.7	6836.7
Ma(N.m)	0	14133.14
M _T (N.M)	26756.26	14453.28
X _{Mt}	2.31	2.17
V _w (N)	13463	14857.13
Ve(N)	-19352.48	-5242.75

Tableau III.3.2 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELU

-ELS-

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.8	2.94
L'(m)	4.8	2.94
Pu(N.M)	4992	4992
Ma(N.m)	0	10319.69
M _T (N.M)	19536.80	10663.45
X _{Mt}	1.96	2.17
V _w (N)	9830.86	10848.33
Ve(N)	-1413073.	-3828.14

Tableau III.3.3 : récapitulatif planchers Terrasse cas de l'ELS

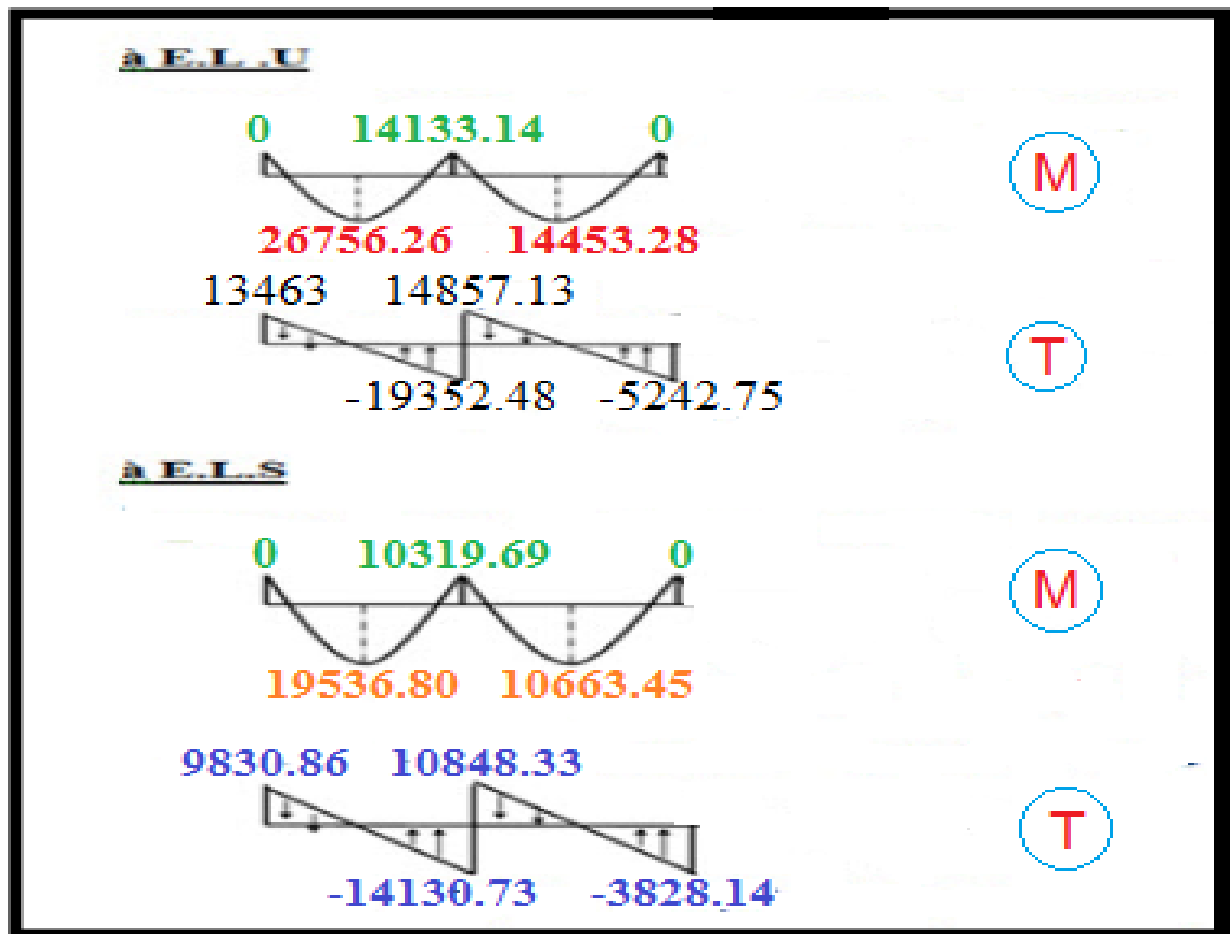


Fig.III.3.2.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS

B. PLANCHERS ETAGE COURANT :

$G=5600 \text{ N/m}^2$

$Q=1500 \text{ N/m}^2$

❖ Combinaisons d'actions :

➤ E.L.U

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q). 0,65 = 6376.5 \text{ N/m}$

➤ E.L.S

$P_s = (G + Q). 0,65 = 4615 \text{ N/m}^2$

➤ TYPE 01:

-ELU

Travée	1-2		2-3	3-4	
L(m)	3.85		4.8	2.94	
L'(m)	3.85		3.84	2.94	
Pu(N.M)	6376.5		6376.5	6376.5	
Ma(N.m)	0	11090.67	9076.83	0	
M _T (N.M)	17359.79		28448.07	11427.90	
X _{Mt}	1.47		2.46	1.95	
V _w (N)	9394.06		14884.05	6286.09	
Ve(N)	-16155.45		-15723.15	-12460.8	

 **Tableau III.3.4: Récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELU**

-ELS -

Travée	1-2		2-3	3-4	
L(m)	3.85		4.8	2.94	
L'(m)	3.85		3.84	2.94	
Pu(N.M)	4615		4615	4615	
Ma(N.m)	0	8026.88	6569.36		0
M _T (N.M)	12564.16		20589.32		8270.95
X _{Mt}	1.47		2.46		1.95
V _w (N)	6798.97		11379.65		9018.52
Ve(N)	-10968.77		-10772.35		-4549.57

Tableau III.3.5.récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELS

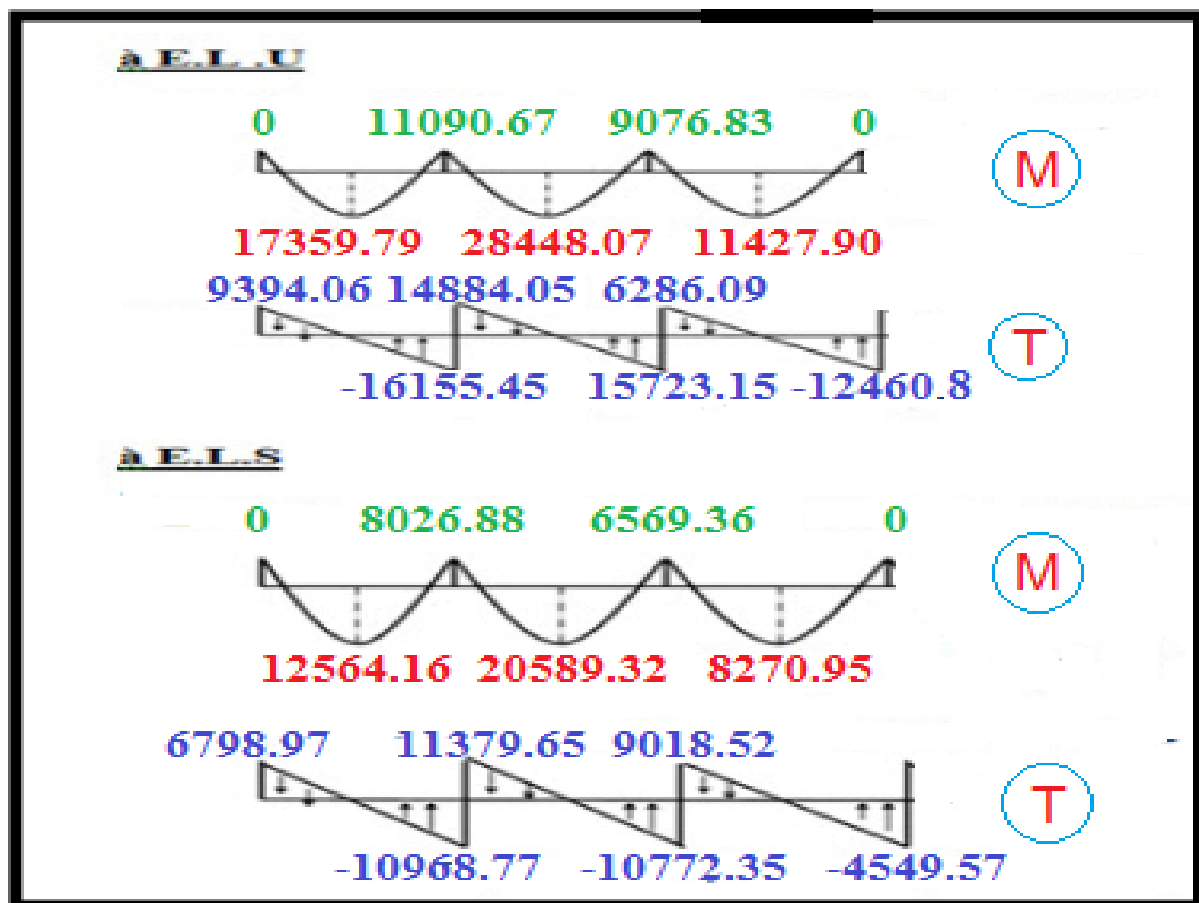


Fig.III.3.3.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS

➤ TYPE 02

-ELU

Travée	1-2	2-3
L(m)	4.8	2.94
L'(m)	4.8	2.94
Pu(N.M)	6376.5	6376.5
Ma(N.m)	0	13181.79
M _T (N.M)	24955.21	13480.38
X _{Mt}	1.96	2.17
V _w (N)	12557.39	13857.05
Ve(N)	-18049.80	-4889.84

📊 Tableau III.3.6: Récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELU

-ELS -

Travée	1-2		2-3	
L(m)	4.8		2.94	
L'(m)	4.8		2.94	
Pu(N.M)	4615		4615	
Ma(N.m)	0	9540.33	0	
M _T (N.M)	18061.36		9756.44	
X _{Mt}	1.96		2.17	
V _w (N)	11075.5		6784.75	
Ve(N)	-11076.43		-6783.34	

✚ Tableau III.3.7.récapitulatif planchers étage courant cas de l'ELS

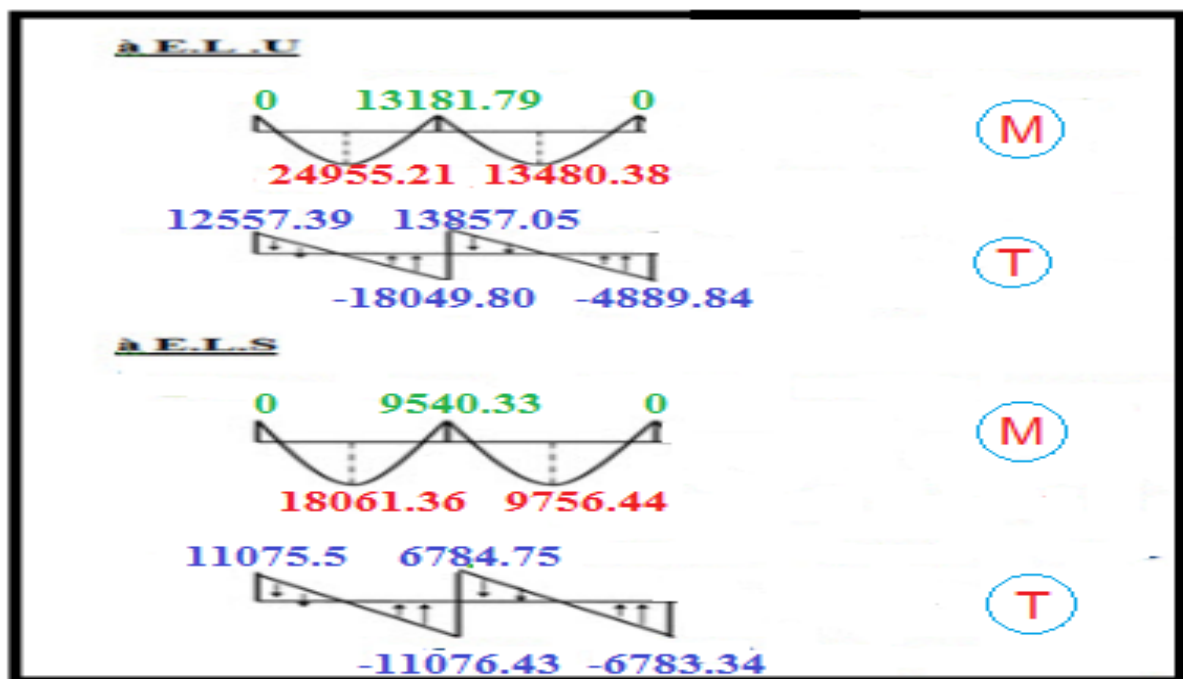


Fig.III.3.4.Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse à ELU et ELS

III.3-4-Calcul du Ferrailage :

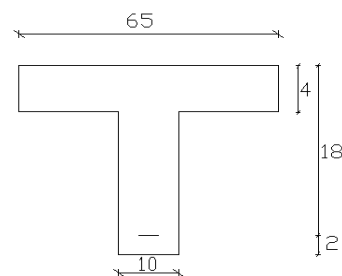
$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$$

a) l'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2} \quad \Phi = h/10 = (20)/10 = 2 \text{ cm} \quad (\text{BAEL91.A.7.2.1})$$

$$C_0 = 1\text{cm} \text{ (fissuration peu préjudiciable). } (\text{BAEL91.A.7.1})$$



$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

* Donc on adopte $C = 3\text{cm}$. $\rightarrow d = h - c = 20 - 3 = 17$

$$\boxed{d = 17\text{cm}} \quad ; \quad \boxed{c = 3\text{cm}}$$

E.L.U

$$M_{\max (\text{appui})} = 14133.14 \text{ N.m}$$

$$M_{\max (\text{travée})} = 28448.07 \text{ N.m}$$

$$T_{\max} = 19352.48 \text{ N}$$

E.L.S

$$M_{\max (\text{appui})} = 10319.69 \text{ N.m}$$

$$M_{\max (\text{travée})} = 22271.27 \text{ N.m}$$

$$T_{\max} = 14130.73 \text{ N}$$

b) Les armatures longitudinales :

• En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times [17 - 4/2] = 55380$$

$$M_t^{\max} = 28448.07 \text{ N.m} \leq M_0 = 55380 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{28448.07}{14.2 \times 65 \times 17^2} = 0.106 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.106 \Rightarrow \alpha = 0.140 \Rightarrow \beta = 0.94$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28448.07}{348 \times 0.94 \times 17} = 5.11 \text{ cm}^2$$

• Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	A	β	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
14133.14	0,052	0,392	0,068	0,972	2.46

E L S :

D'après le BAEL83

_ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

_ La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	A	Mu (N.m)	M ser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	5.11	28448.07	22271.27	1.28	25	0.39	Vérifiée
Sur Appui	2.45	14133.14	10319.69	1.36	25	0.43	vérifiée

c) **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times 2.10 / 400 = 1.33 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times 2.10 / 400 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

d) **Tableau Récapitulatif**

$$A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$$

Eléments	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{min}' (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	5,11	1,33	1,30	5,11	4HA14= 6,16
Appuis	2,45	0,20	0,20	2,45	2HA14= 3.02

e) **Diamètre minimale Φ_t** : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5, 7; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

f) **Espacement des cadres S_t** : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (15, 3; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 15,3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min (15,3 ; 33,48 ; 21,84) \rightarrow S_t = 15,3 \text{ cm}$$

Alors on prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de **15 cm** avec un premier espacement auprès de l'appui de **10 cm**.

III.3.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$BAEL91 (A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = 19352.48$$

$$\tau_u = \frac{19352.48}{100 \times 170} = 1.13 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0,20. (25/1,5) ; 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 1.13 \leq \overline{\tau_u} = 3,333 \text{ Mpa} \quad (\text{CV})$$

III.3.5.1. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9.d = 15.30 \text{ cm}$.

$$T_u = 19352.48 \leq 0.267 \times 15.3 \times 10 \times 100 \times 25 = 102127.5 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 4T_{14} = 6.16 \text{ cm}^2 = 616 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{19352.48}{400} = 55.63 \text{ mm}^2$$

$$A = 616 \text{ mm}^2 \geq 55.63 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

- **Vérification de la flèche :** BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{480} = 0.04 \geq 0.04$$

$$2/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{440} = 0.04 \geq 0.005$$

$$3/ \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.60}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{6.162}{65 \times 17} = 0.0052 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.3.6. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\varnothing 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :** n : nombre des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

▪ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte $3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$

▪ **Espacement :**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

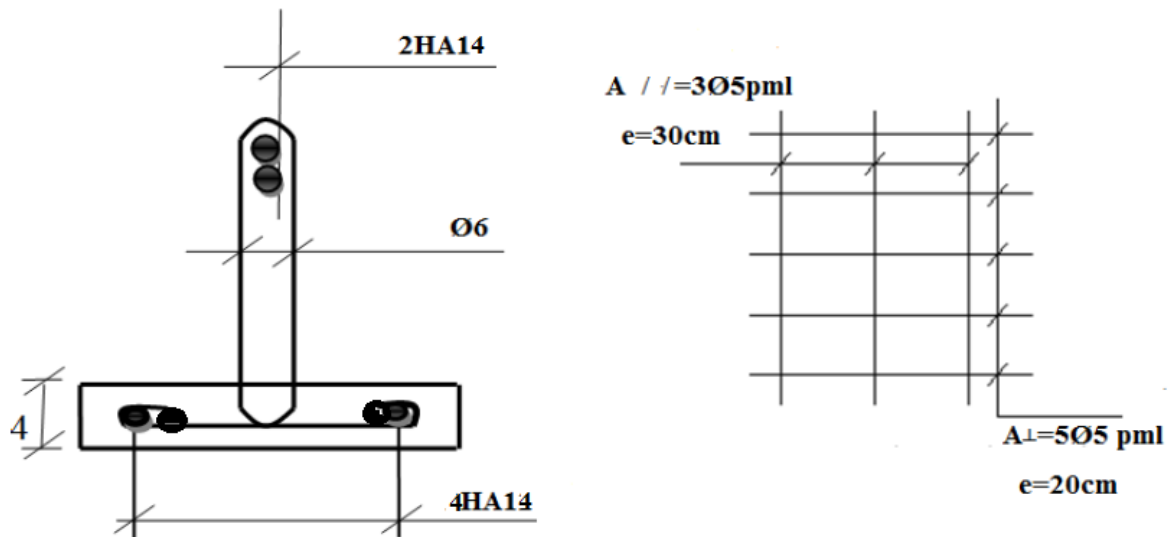


Figure.III.3.5.Ferraillage des planchers

IV.1.Introduction :

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

IV.2.Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

IV.3.Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;

→ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

IV.3.1.2 Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

IV.3.2 Les Méthodes Dynamiques :

IV.3.2.1 méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV.3.2.2 méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De SETIF

(Zone IIa), et ayant une hauteur totale de 30.60 m, il sera classé au groupe d'usage 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol très meuble de catégorie S4.

IV.5 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99,version article 4.3)

IV.5.1 Principe de la méthode :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.5.2. Buts de l'analyse dynamique:

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

IV.5.3. Données de l'ouvrage :

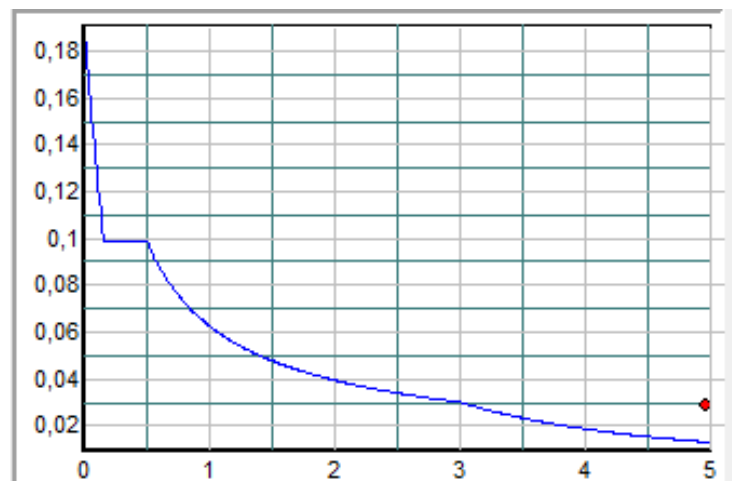
✓ Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de SETIF

(**Zone IIa**), et ayant une hauteur totale de **30.60 m** ,il sera classé au groupe d'usage **2**.

✓ La catégorie du site est **S4** (site très meuble).

IV.5.4 Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**



Spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6. Analyse de la structure Initiale:

IV.6.1. Description du logiciel (ROBOT):

Le système « **Robot Structural Analyses 2018** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet,

Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),

- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

IV.6.2. Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

La figure montre la structure initiale.

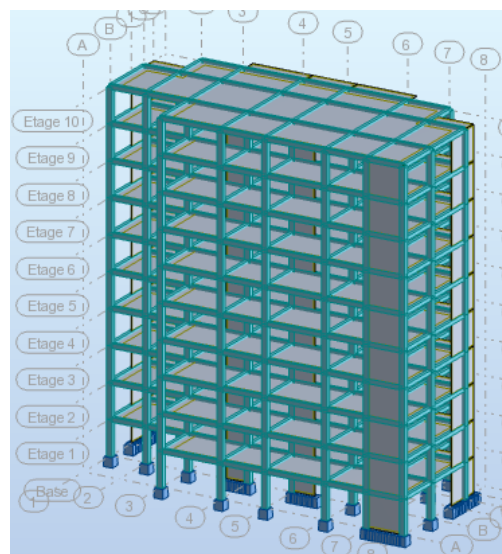


vue en plan de la structure.

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentées dans ce chapitre.

IV.6.3.Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :



Vue 3D

Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta = 0,2$ correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$.

Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l'enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel. Pour tenir compte de l'effet de torsion due aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

Périodes et coefficients de participation modaux :

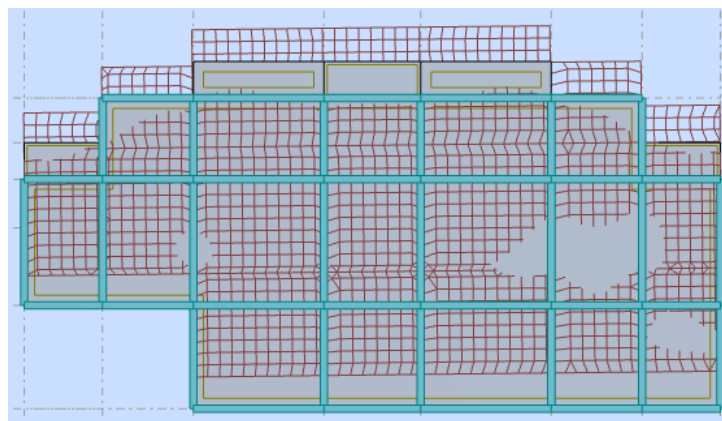
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,03	0,97	0,01	69,20	0,01	69,20	3407724,67	3407724,67
4/ 2	1,11	0,90	71,99	69,20	71,99	0,00	3407724,67	3407724,67
4/ 3	1,22	0,82	73,52	69,62	1,53	0,42	3407724,67	3407724,67
4/ 4	3,86	0,26	84,94	69,86	11,43	0,24	3407724,67	3407724,67
4/ 5	4,16	0,24	85,51	85,11	0,56	15,24	3407724,67	3407724,67
4/ 6	4,71	0,21	86,83	86,15	1,33	1,05	3407724,67	3407724,67
4/ 7	7,78	0,13	91,81	86,17	4,98	0,02	3407724,67	3407724,67
4/ 8	9,11	0,11	91,96	91,64	0,15	5,47	3407724,67	3407724,67
4/ 9	10,14	0,10	92,34	92,54	0,38	0,89	3407724,67	3407724,67
4/ 10	12,38	0,08	95,06	92,54	2,72	0,00	3407724,67	3407724,67

Tableau. IV.1.Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).

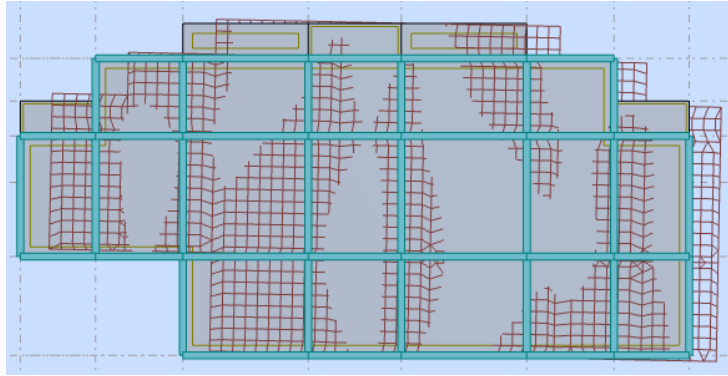
Interprétation :

le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

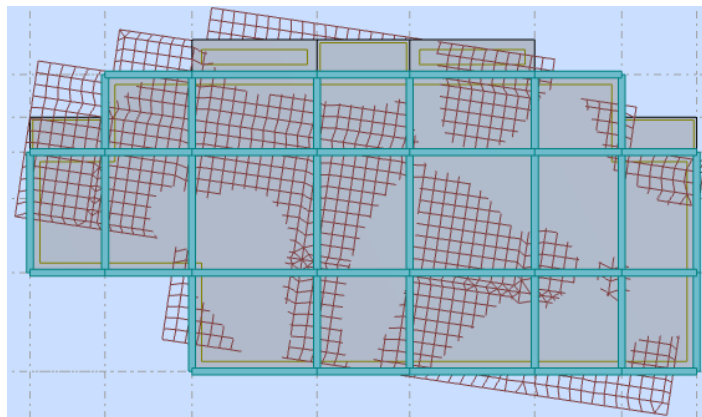
- ✓ le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de torsion pure



Premier mode de vibration : vue en plan



Deuxième mode de vibration : vue en plan



Troisième mode de vibration : vue en plan

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
6 (C)/1	-36682,86	-24265,90	-12416,96
6 (C)/2	-32974,77	-21740,85	-11233,92
6 (C)/3	-29427,73	-19389,85	-10037,88
6 (C)/4	-25880,69	-17036,94	-8843,75
6 (C)/5	-22333,65	-14694,72	-7638,93
6 (C)/6	-18733,97	-12325,66	-6408,31
6 (C)/7	-15081,66	-9929,74	-5151,92
6 (C)/8	-11376,71	-7504,07	-3872,64
6 (C)/9	-7619,13	-5043,04	-2576,09
6 (C)/10	-3811,84	-2553,81	-1258,03

Tableau. IV.2. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

❖ **Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

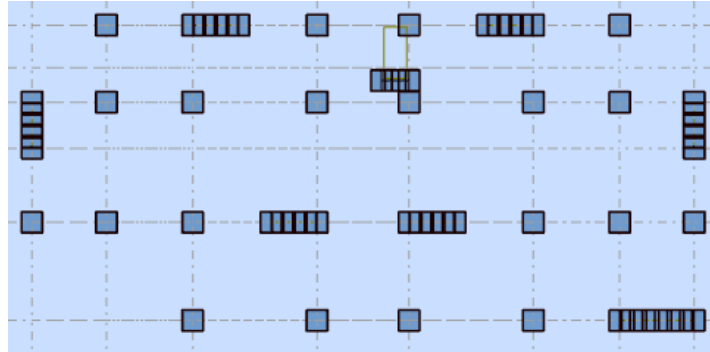
⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

- ✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 36682.86KN
- ✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 12416.96KN

$$\frac{F_{z\text{voiles}}}{F_{\text{total}}} = \frac{12416.96}{36682.86} = 33.85\% > 20\%$$

Condition non vérifiée

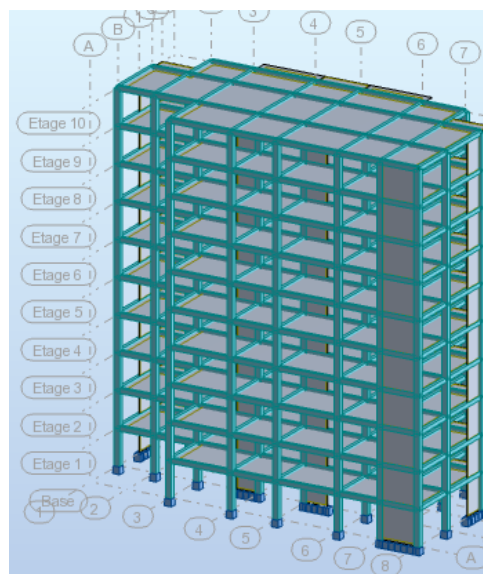
Conception et analyse de la nouvelle variante:



vue en plan de la structure.

Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :



Vue 3D

Introduction :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra un (01) proposition.

Proposition 01 :

Pour cette raison, on propose de minimiser certains voiles et augmenter la section de Poteau afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 02 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 05 voiles longitudinaux (sens-x) de 15 cm.
- ✓ Section des poteaux (40x50) cm².

Périodes et coefficients de participation modaux :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,84	1,19	0,01	75,68	0,01	75,68	3295704,66	3295704,66
4/ 2	1,10	0,91	23,94	75,68	23,93	0,00	3295704,66	3295704,66
4/ 3	1,13	0,88	73,60	75,70	49,66	0,02	3295704,66	3295704,66
4/ 4	2,80	0,36	73,60	88,26	0,00	12,57	3295704,66	3295704,66
4/ 5	3,74	0,27	79,32	88,27	5,72	0,01	3295704,66	3295704,66
4/ 6	4,19	0,24	86,98	88,28	7,66	0,01	3295704,66	3295704,66
4/ 7	5,30	0,19	86,98	93,10	0,00	4,82	3295704,66	3295704,66
4/ 8	7,46	0,13	89,67	93,10	2,69	0,00	3295704,66	3295704,66
4/ 9	7,92	0,13	89,68	95,63	0,01	2,53	3295704,66	3295704,66
4/ 10	8,65	0,12	92,48	95,64	2,80	0,01	3295704,66	3295704,66

Tableau. IV.3.Périodes et facteurs de participation modaux (modélisation initial).

Interprétation :

le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- ✓ le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Y
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe X
- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe X

Conclusion :

L'analyse modale de notre structure nous a permis de conclure la présence d'une Instabilité de cette dernière vu la présence de la torsion au niveau 1.

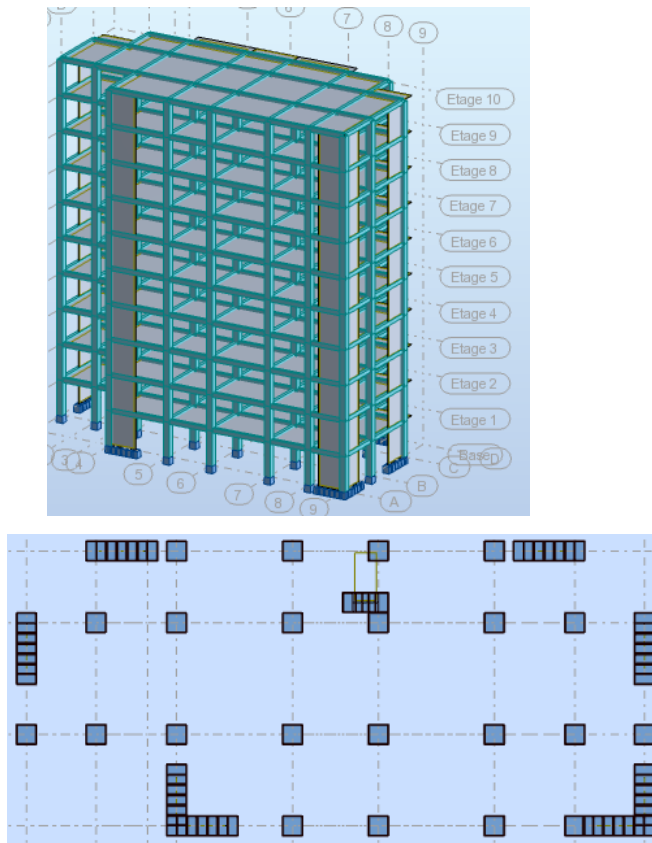
Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise et il faut alors revoir

le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

Proposition 03

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 04 voiles longitudinaux (sens-x) de 15 cm.

- ✓ Section des poteaux (50x55) cm².



Vue en plan et en élévation de la proposition.

Périodes et coefficients de participation modaux :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,07	0,93	0,43	71,76	0,43	71,76	3493947,41	3493947,41
4/ 2	1,15	0,87	71,94	72,38	71,50	0,62	3493947,41	3493947,41
4/ 3	1,48	0,68	73,14	73,15	1,20	0,78	3493947,41	3493947,41
4/ 4	3,80	0,26	73,22	87,10	0,08	13,94	3493947,41	3493947,41
4/ 5	4,05	0,25	87,00	87,18	13,78	0,08	3493947,41	3493947,41
4/ 6	5,47	0,18	87,46	87,23	0,45	0,05	3493947,41	3493947,41
4/ 7	7,43	0,13	87,55	92,40	0,09	5,18	3493947,41	3493947,41
4/ 8	8,14	0,12	92,61	92,52	5,07	0,12	3493947,41	3493947,41
4/ 9	10,94	0,09	92,67	95,02	0,06	2,50	3493947,41	3493947,41
4/ 10	11,29	0,09	92,79	95,03	0,13	0,01	3493947,41	3493947,41

Tableau. IV.4. Périodes et facteurs de participation modaux (2ème proposition).

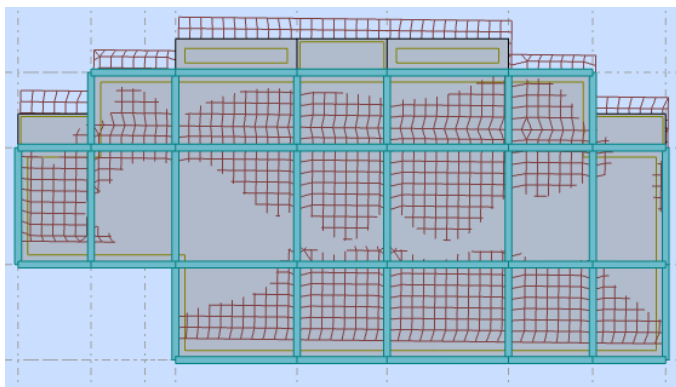
Interprétations des résultats :

on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée

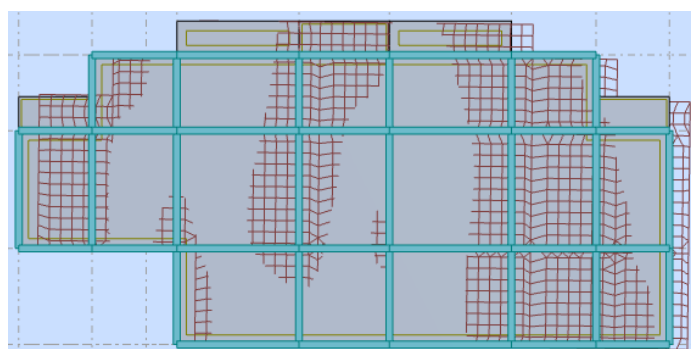
par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 71.76 %.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 71.50 %.

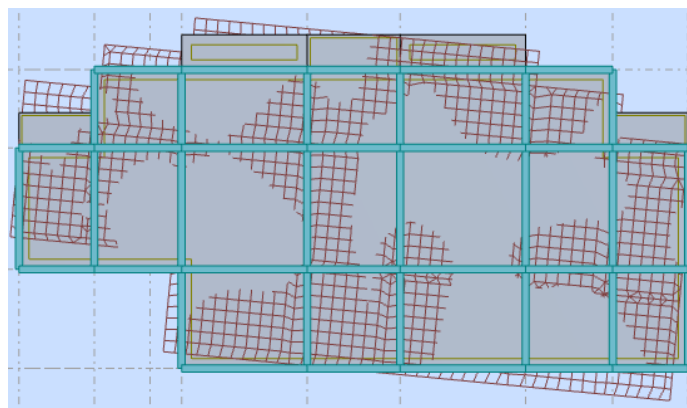
✓ le 3^{ème} mode est mode torsion pure.



Premier mode de vibration. Vue en plan.



Deuxième mode de vibration. Vue en plan.



Troisième mode de vibration. Vue en plan.

Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

➤ **L'effort tranchant de niveau pour l'étage :**

Les résultats sont donnés dans les tableaux V-3 et V-4 pour les deux directions principales.

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	2296,11	2111,47
1	2268,12	2082,14
2	2192,82	2010,81
3	2075,81	1904,34
4	1921,74	1761,01
5	1726,59	1581,98
6	1488,70	1368,57
7	1210,58	1114,48
8	885,14	816,44
9	489,67	458,71

Tableau. IV.5..Efforts tranchants à chaque niveau.

IV.7.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ,

soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 2296.11 \text{ KN}$
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 2111.47 \text{ KN}$

F- Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99)

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = [(A \cdot D \cdot Q)/R] \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

$$W = 35191.47 \text{ KN}$$

Détermination des coefficients :

a- Le coefficient "A" :

Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	Iib	III
1 A	0,15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau. IV.6.de coefficient d'accélération

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa, donc :

$$A = 0.15 \quad (\text{d'après le R.P.A.99})$$

b- Le facteur "D" : il est

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$ Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

❖ T.A.B.4.2. R.P.A 99 :

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau . IV.7.valeur de ξ .

$$\rightarrow \xi = 7 \%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

-Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée
Donc T

$$= 0,05 \times 30.60^{3/4} = 0.65 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{29.08}} = 0.51 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{14.29}} = 0.73 \text{ sec}$$

❖ T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau . IV.8.valeur de T1 et T2.

site très meuble (S₄) → T₂ = 0,70 sec

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d'où :

$$T_x = 0.51 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.73 \text{ sec.}$$

$$T_x = \min (0.51 ; 0.65) = 0.51 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.73 ; 0.65) = 0.65 \text{ sec}$$

$$\checkmark \frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{0.87}{0.51} = 1.71 \text{ sec} > 1.3$$

$$\checkmark \frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{0.93}{0.65} = 1.43 \text{ sec} > 1.3$$

Alors en va calculé le facteur D dans avec 1.3T_{emp}

$$\text{On a : } 0 \leq 1.3T_x \leq T_2 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta$$

$$T_2 \leq 1.3T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T_{(y)})^{2/3}$$

Donc :

$$D_x = 2.5 \eta = 2.205$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1.94$$

c-Coefficient " R ":

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ **R = 5**

d-Coefficient " Q ":

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4

Critère q	Pq (x)		Pq (y)	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan		X		X
4. Régularité en élévation	X			X
5. Contrôle de la qualité des matériaux		X		X
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X

Tableau . IV.9.Valeur de P_q

$$Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1.20$$

-Calcul du poids (W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations. $\beta=0.20$

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

Sens	A	D	Q	R	W	V _{st}
Longitudinal	0.15	2.205	1,20	5	35191.47	2793.50
Transversal	0.15	1.94	1,20	5	35191.47	2457.77

Tableau . IV.10.Résultat de coefficient.

❖ Vérifications :

$$V_{\text{dyn}}/V_{\text{stat}} \geq 0.8$$

➤ **Sens longitudinal** : $V_{\text{dyn}}^x = 2296.11 \text{ KN}$

$$2296.11 / 2793.50 = 0.82 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

➤ **Sens transversal** : $V_{\text{dyn}}^y = 2111.47 \text{ KN}$

$$2111.47 / 2457.77 = 0.86 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

IV..8. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

✚ **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

✚ **Centre des rigidités : « C »**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / \sum I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / \sum I_{jx}$$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
1	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
2	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
3	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
4	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
5	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
6	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
7	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
8	15.33	6.85	16.05	6.55	0.72	0.30
9	15.34	6.83	16.05	6.42	0.71	0.41

Tableau. IV.11. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.

e_x : excentricité théorique suivant x.

e_y : excentricité théorique suivant y.

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$e_{x \text{ totale}} = e_{x \text{ théorique}} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_{y \text{ totale}} = e_{y \text{ théorique}} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$e_{x \text{ (acc)}} = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 29.08 \text{ m} \rightarrow e_{x \text{ (acc)}} = 1.45 \text{ m}$$

$$e_{y \text{ (acc)}} = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 14.29 \text{ m} \rightarrow e_{y \text{ (acc)}} = 0.71 \text{ m}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal :

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
7/ 1	2296,11	1104,37	1191,75
7/ 2	2268,12	909,71	1358,40
7/ 3	2192,82	1032,50	1160,32
7/ 4	2075,81	1074,65	1001,16
7/ 5	1921,74	1058,71	863,03
7/ 6	1726,59	1001,79	724,80
7/ 7	1488,70	913,87	574,83
7/ 8	1210,58	804,30	406,29
7/ 9	885,14	683,50	201,64
7/ 10	489,67	664,01	-174,34

Tableau.L l'effort tranchant modal à la base sens X.

❖ Sens transversal :

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8/ 1	2111,47	897,02	1214,45
8/ 2	2082,14	721,93	1360,21
8/ 3	2010,81	817,49	1193,32
8/ 4	1904,34	856,26	1048,09
8/ 5	1761,01	843,96	917,04
8/ 6	1581,98	796,27	785,71
8/ 7	1368,57	722,81	645,76
8/ 8	1114,48	630,85	483,63
8/ 9	816,44	527,57	288,87
8/ 10	458,71	503,80	-45,08

Tableau. IV.12. L'efforts tranchants modal à la base sens Y.

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
6 (C)/ 1	-37615,13	-31911,25	-5703,88
6 (C)/ 2	-33727,10	-28710,19	-5016,91
6 (C)/ 3	-30086,83	-25588,69	-4498,15
6 (C)/ 4	-26446,57	-22487,89	-3958,68
6 (C)/ 5	-22806,30	-19408,03	-3398,27
6 (C)/ 6	-19113,40	-16298,72	-2814,68
6 (C)/ 7	-15367,86	-13157,13	-2210,73
6 (C)/ 8	-11569,69	-9972,95	-1596,74
6 (C)/ 9	-7718,88	-6721,85	-997,03
6 (C)/ 10	-3808,08	-3388,97	-419,12

Tableau. IV.13. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

❖ **Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 37615.13KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 5703.88KN

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{total}} = \frac{5703.88}{37615.13} = 15.16\% < 20\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Charges horizontales : portiques $\geq 25\%$

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{1104.37}{2296.11} = 48.10\% > 25\% \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{897.02}{2111.47} = 42.48\% > 25\% \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· **le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

H_i : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
7/ 1	0,5	0,5
7/ 2	1,5	1,0
7/ 3	2,8	1,3
7/ 4	4,2	1,4
7/ 5	5,6	1,4
7/ 6	7,0	1,4
7/ 7	8,4	1,3
7/ 8	9,6	1,2
7/ 9	10,7	1,1
7/ 10	11,7	1,0

Tableau. IV.14. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Sens transversale

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,5	0,5
8/ 2	1,6	1,0
8/ 3	2,9	1,3
8/ 4	4,3	1,5
8/ 5	5,8	1,5
8/ 6	7,3	1,5
8/ 7	8,7	1,4
8/ 8	9,9	1,3
8/ 9	11,0	1,1
8/ 10	12,0	1,0

Tableau. IV.15. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y)

Niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	H_i (m)	1% H_i (cm)	observation
RDC	0,5	0,5	3,06	3,06	Vérifier
1	1,0	1,0	3,06	3,06	Vérifier
2	1,3	1,3	3,06	3,06	Vérifier
3	1,4	1,5	3,06	3,06	Vérifier
4	1,4	1,5	3,06	3,06	Vérifier
5	1,4	1,5	3,06	3,06	Vérifier
6	1,3	1,4	3,06	3,06	Vérifier
7	1,2	1,3	3,06	3,06	Vérifier
8	1,1	1,1	3,06	3,06	Vérifier
9	1,0	1,0	3,06	3,06	Vérifier

Tableau. IV.16. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante

est satisfaisante à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k .

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$.

h_k : hauteur de l'étage k .

Le tableau V-11 résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx}	Vx	h (m)	Θ	Observation
9	3858,87	3858,87	0,010	489,67	3.06	0,026	Vérifié
8	3517,18	7376,05	0,011	885,14	3.06	0,030	Vérifié
7	3506,45	10882,50	0,012	1210,58	3.06	0,035	Vérifié
6	3495,71	14378,21	0,013	1488,7	3.06	0,041	Vérifié
5	3484,98	17863,19	0,014	1726,59	3.06	0,047	Vérifié
4	3474,24	21337,43	0,014	1921,74	3.06	0,051	Vérifié
3	3463,51	24800,94	0,014	2075,81	3.06	0,055	Vérifié
2	3463,51	28264,45	0,013	2192,82	3.06	0,055	Vérifié
1	3463,51	31727,96	0,010	2268,12	3.06	0,046	Vérifié
RDC	3463,51	35191,47	0,005	2296,11	3.06	0,025	Vérifié

Tableau. IV.17. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Le tableau V-10 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (ses y - y)

Niveau	Wt	Pk (t)	Δ_{ky}	Vy	h (m)	Θ	Observation
9	3858,87	3858,87	0,010	458,71	3.06	0,027	Vérifié
8	3517,18	7376,05	0,011	816,44	3.06	0,032	Vérifié
7	3506,45	10882,50	0,013	1114,48	3.06	0,041	Vérifié
6	3495,71	14378,21	0,014	1368,57	3.06	0,048	Vérifié
5	3484,98	17863,19	0,015	1581,98	3.06	0,055	Vérifié
4	3474,24	21337,43	0,015	1761,01	3.06	0,059	Vérifié
3	3463,51	24800,94	0,015	1904,34	3.06	0,064	Vérifié
2	3463,51	28264,45	0,013	2010,81	3.06	0,060	Vérifié
1	3463,51	31727,96	0,010	2082,14	3.06	0,050	Vérifié
RDC	3463,51	35191,47	0,005	2111,47	3.06	0,027	Vérifié

Tableau. IV.18. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

IV.1.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

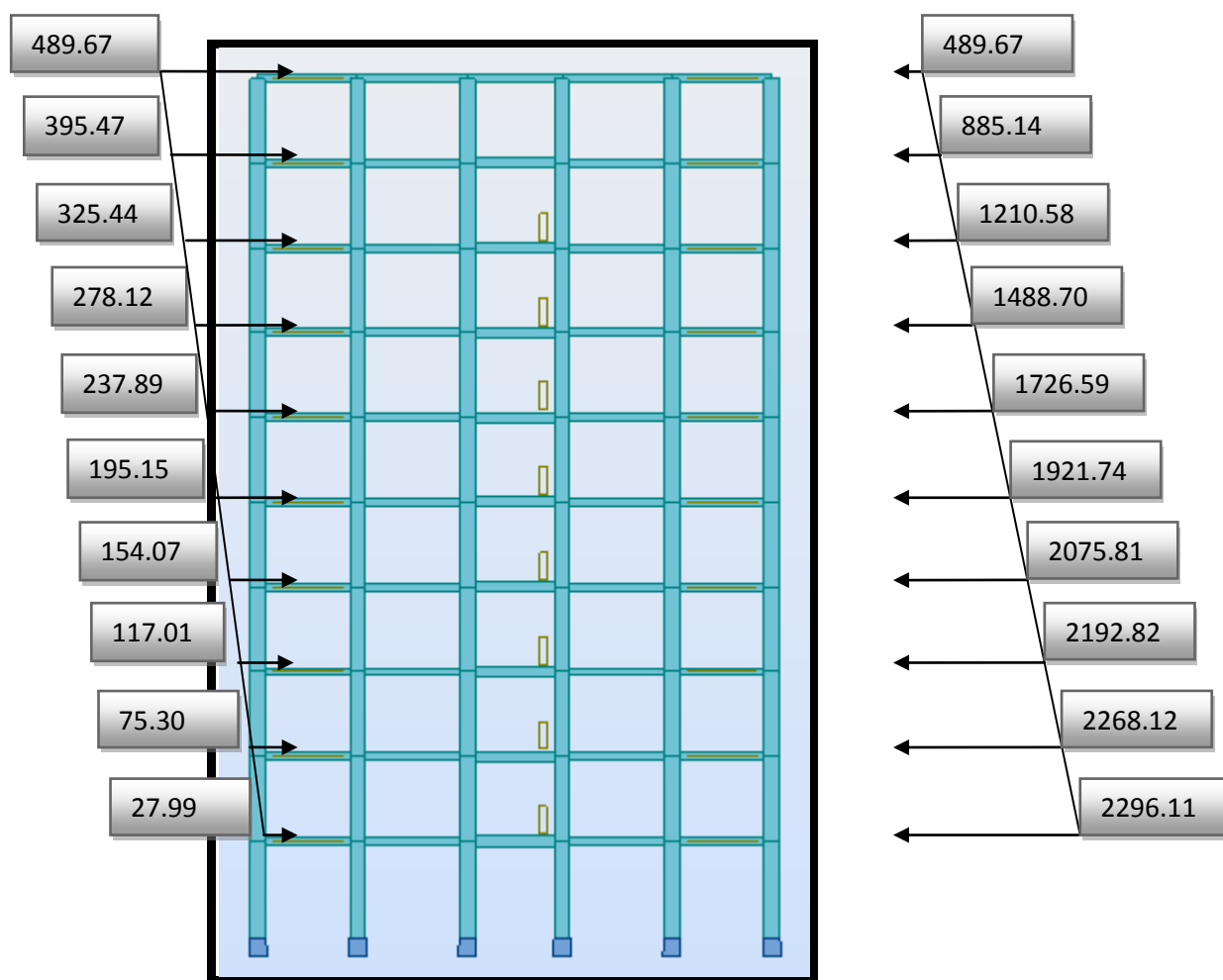
$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)
(KN)

Efforts tranchants par niveaux



Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

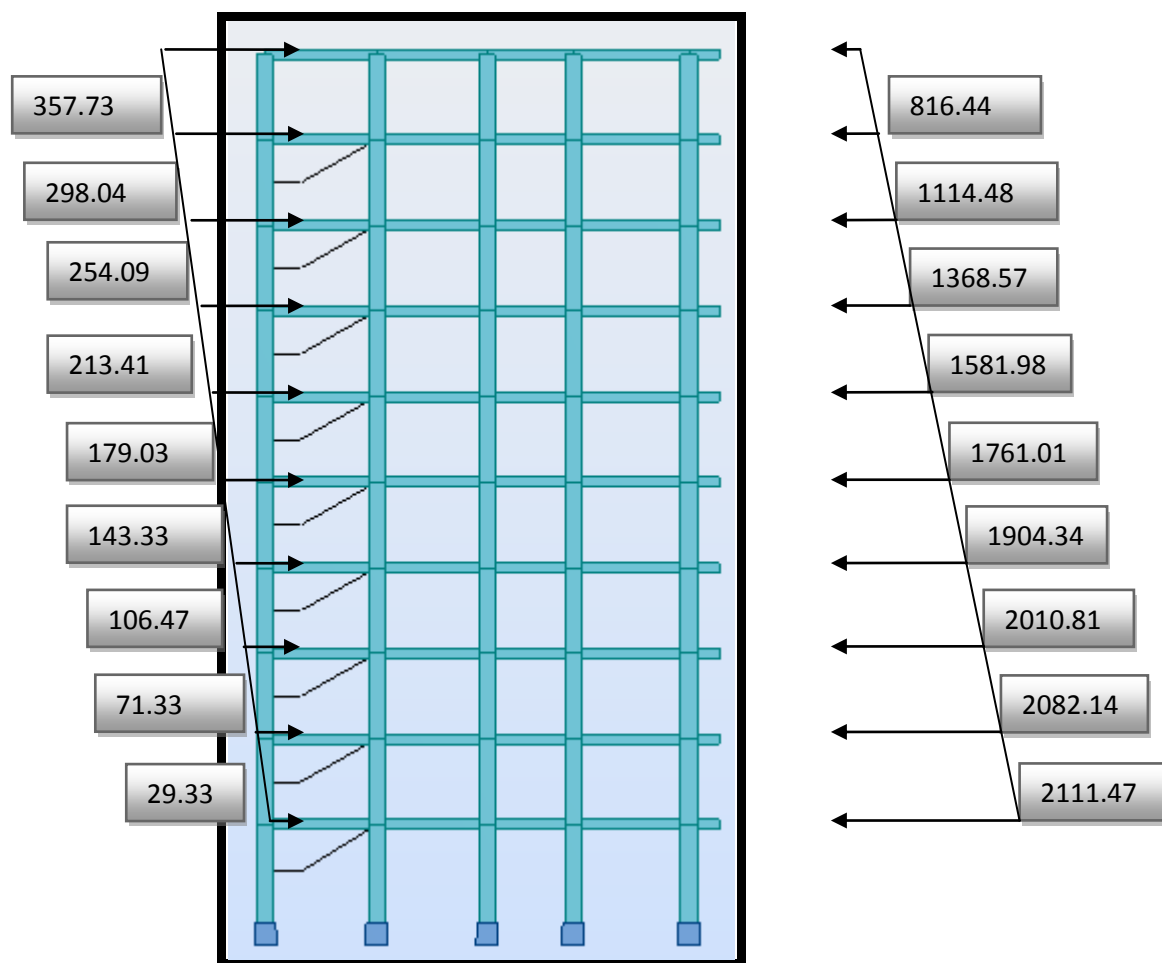
Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)
(KN)

Efforts tranchants par niveaux

458.71

458.71



Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

❖ Sens longitudinal :

$$M_{sx} = 35191.47 \times (29.08/2) = 511683.97 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fx(kn)	hi	Mr (x)
RDC	27,99	3.06	85,65
01	75,30	6.12	460,84
02	117,01	9.18	1074,15
03	154,07	12.24	1885,82
04	195,15	15.30	2985,80
05	237,89	18.36	4367,66
06	278,12	21.42	5957,33
07	325,44	24.48	7966,77
08	395,47	27.54	10891,24
09	489,67	30.60	14983,90
			$\Sigma = 50659.16$

Tableau. IV.19. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

$$M_{Rx} = 50659.16 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 10.10 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = 35191.47 \times (14.29/2) = 251443.05 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y)
RDC	29,33	3.06	89,75
01	71,33	6.12	436,54
02	106,47	9.18	977,39
03	143,33	12.24	1754,36
04	179,03	15.30	2739,16
05	213,41	18.36	3918,21
06	254,09	21.42	5442,61
07	298,04	24.48	7296,02
08	357,73	27.54	9851,88
09	458,71	30.60	14036,53
			$\Sigma = 46542.45$

Tableau. IV.20. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).

$$M_{Ry} = 46542.45 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{Rx} = 5.40 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Conclusion :

Par suite des résultats calculée obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs.

V. Etude de vent :V.1.Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine de génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

V.2.Domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriels, etc.....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....)
- Structures verticales en treillis

V.3.Application des R N V 99 :

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I (art 1.1.3 RNV99)**

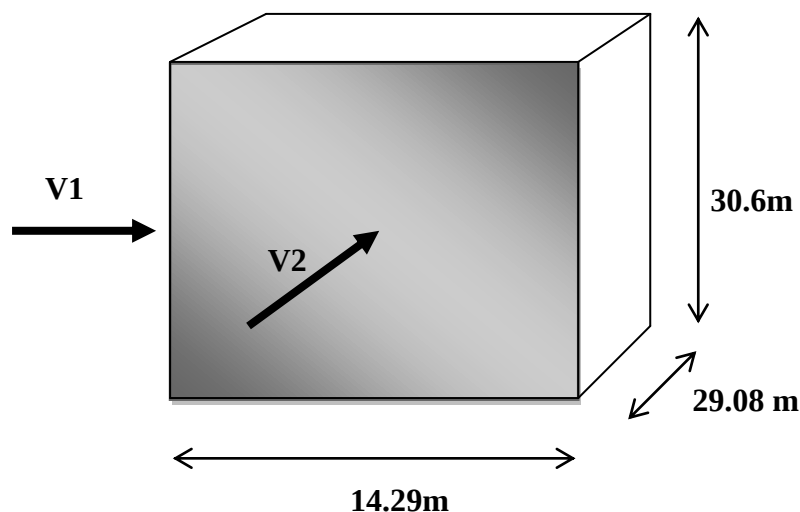


Figure V.1: Action du vent

❖ L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

1) Détermination de coefficient dynamique C_d :

le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((art 2.1.2 ; Fig.3.1)) pour :

Sens x:

$h = 30.6 \text{ m}$; $b = 29.08 \text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0.95$

Sens y:

$h = 30.6 \text{ m}$; $b = 14.29 \text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0.95$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2) Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à **article.3.1.1** des **RNV99**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par (art.3.2) la formule (2.12 RNV99) .

$$\text{Structure permanente} \rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) .$$

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : Donnée par le **tableau 2.3** en fonction de la zone de vent.

$$\text{Zone IIa} \rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 .$$

- C_e : Coefficient d'exposition au vent : peut être calculé par la formule

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[\frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

- C_T : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le **tableau 2.5 (RNV99)**.

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

- C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent. Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln(Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le **tableau 2.4 (RNV99)** on a :

$$K_T = 0,24 ; \quad Z_0 = 1 \text{ m.} ; \quad Z_{min} = 16 \text{ m} ; \quad \varepsilon: 0.46 .$$

Niveau	Zj	Z ₀	C _r	C _t	C _e	q _{ref} (N/m ²)	q _{dyn} (N/m ²)
RDC	1.53	1	0.66	1	1.54	375	577.5
1^{er} étage	4.59	1	0.66	1	1.54	375	577.5
2^{ème}	7.65	1	0.66	1	1.54	375	577.5
3^{ème}	10.71	1	0.66	1	1.54	375	577.5
4^{ème}	13.77	1	0.66	1	1.54	375	577.5
5^{ème}	16.83	1	0.68	1	1.60	375	600
6^{ème}	19.89	1	0.72	1	1.73	375	648.75
7^{ème}	22.95	1	0.75	1	1.82	375	682.5
8^{ème}	26.01	1	0.78	1	1.92	375	720
9^{ème}	29.07	1	0.81	1	2.01	375	753.75

Tableau V.1 : Répartition de la pression dynamique

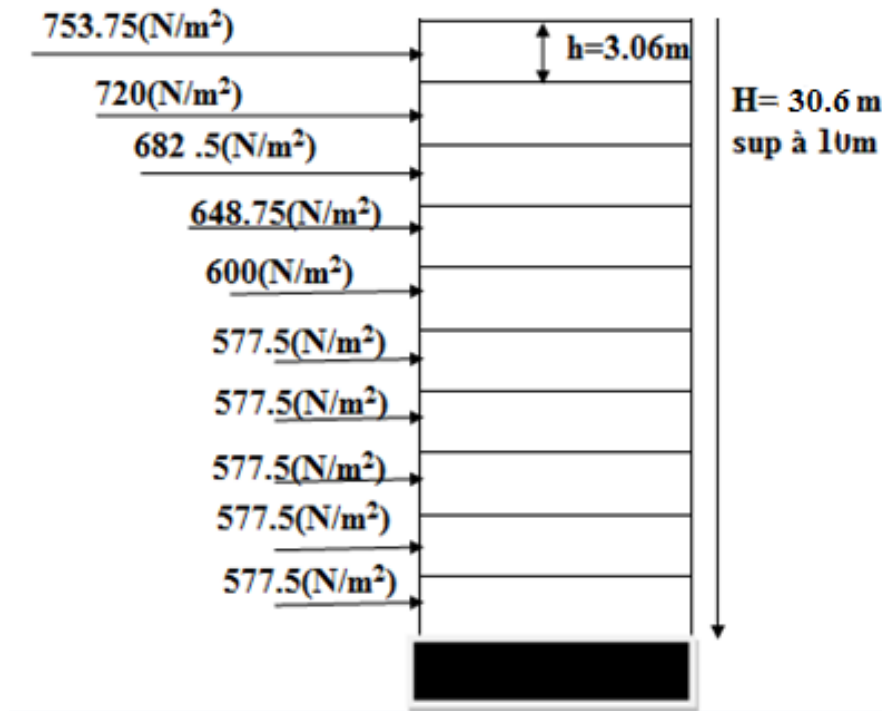


Figure V.2: Répartition de la pression dynamique

3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe,1}$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe,10}$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

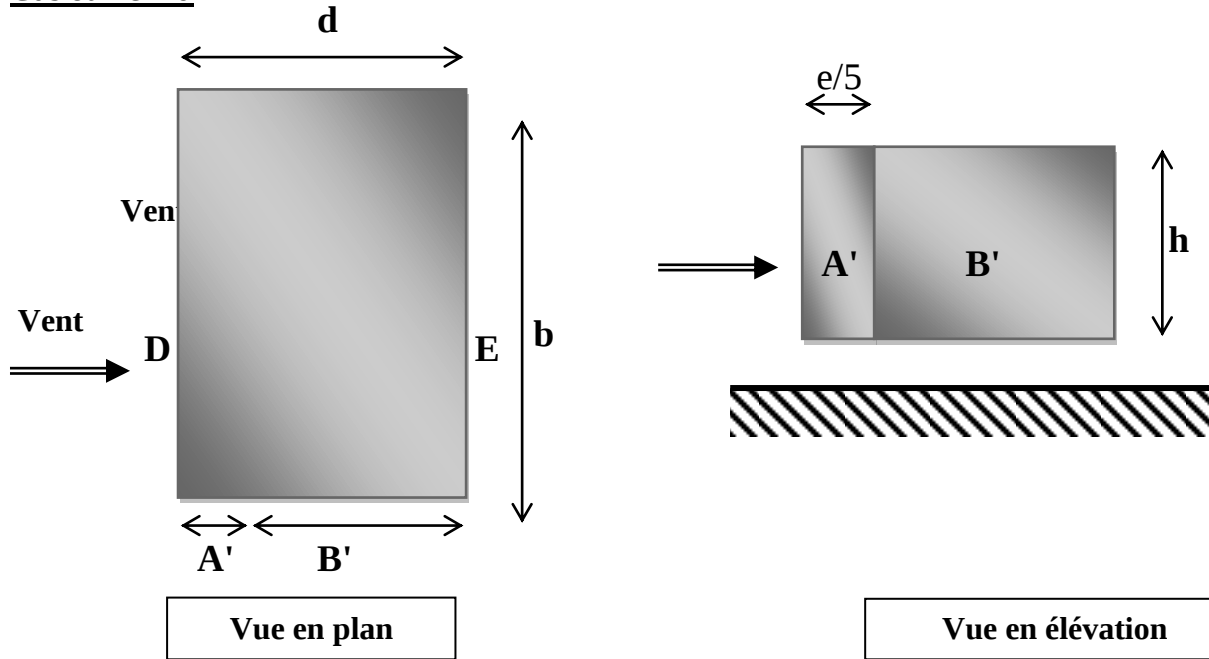
3.1. Parois verticales :

Sens x : $h = 30.6 \text{ m}$; $b = 29.08$; $d = 14.29 \text{ m}$.

$e = \text{Min}(b, 2h)$.

$\Rightarrow e = \text{Min}(29.08, 2 \times 30.6) \Rightarrow e = 29.08 \text{ m}$.

Cas ou $e > d$



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau V.2: les coefficients de pression externe(selon le sens X)..

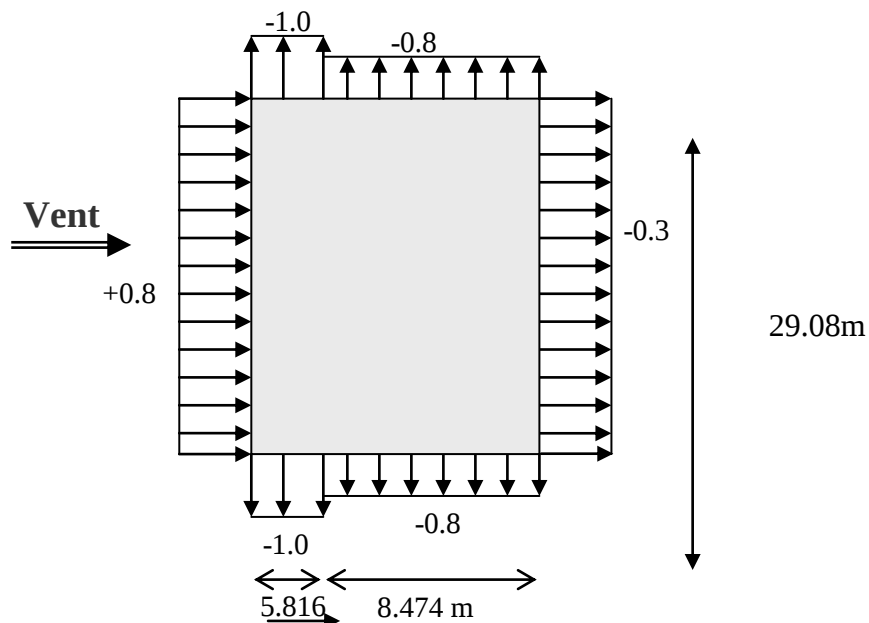
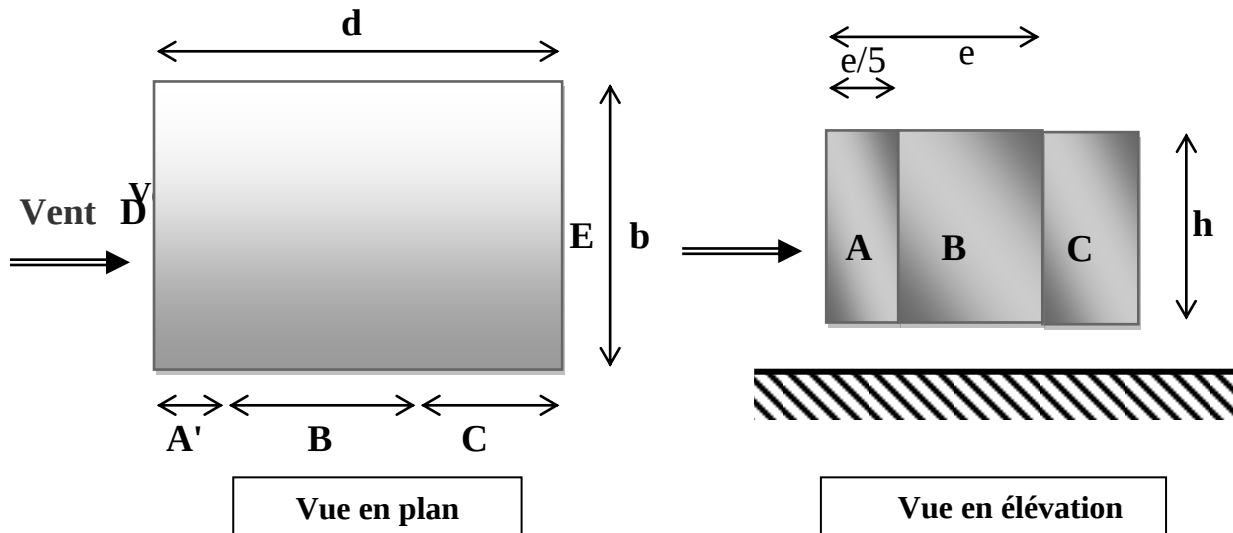


Figure .V.3: les coefficients de pression externe (selon le sens X).

Sens y : $h = 30.6\text{m}$; $b = 14.29\text{ m}$; $d = 29.08\text{ m}$.

$e = \text{Min}(14.29, 2 \times 30.6) \Rightarrow e = 14.29\text{ m}$.

Cas ou $e < d$



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau V.3: les coefficients de pression externe(selon le sens Y)..

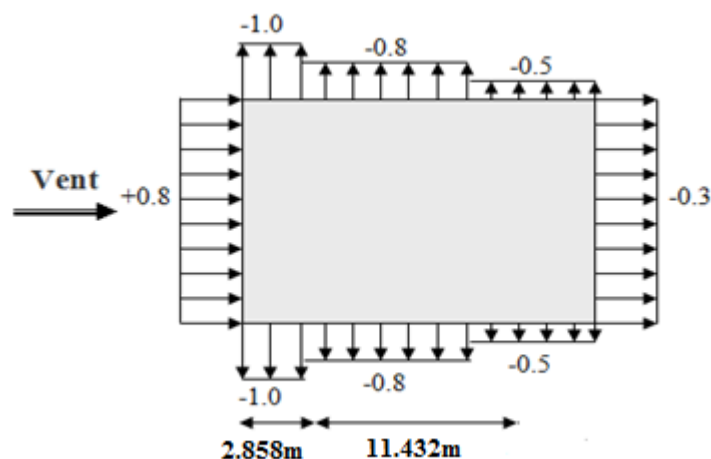
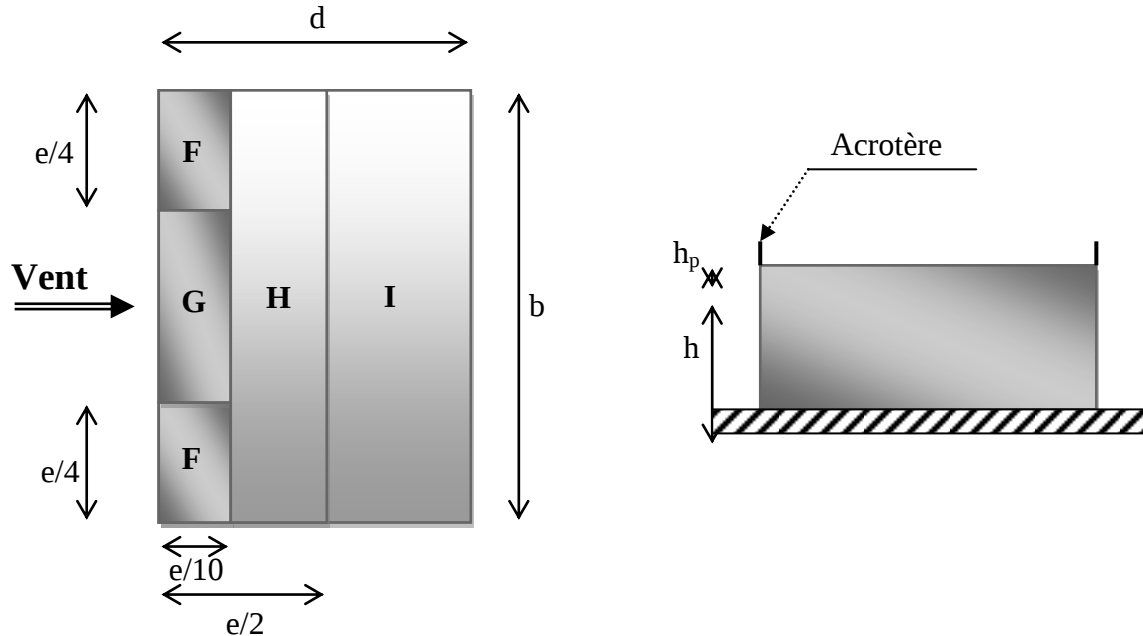


Figure V.4: les coefficients de pression externe (selon le sens Y).

a- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 29.08\text{m}$$

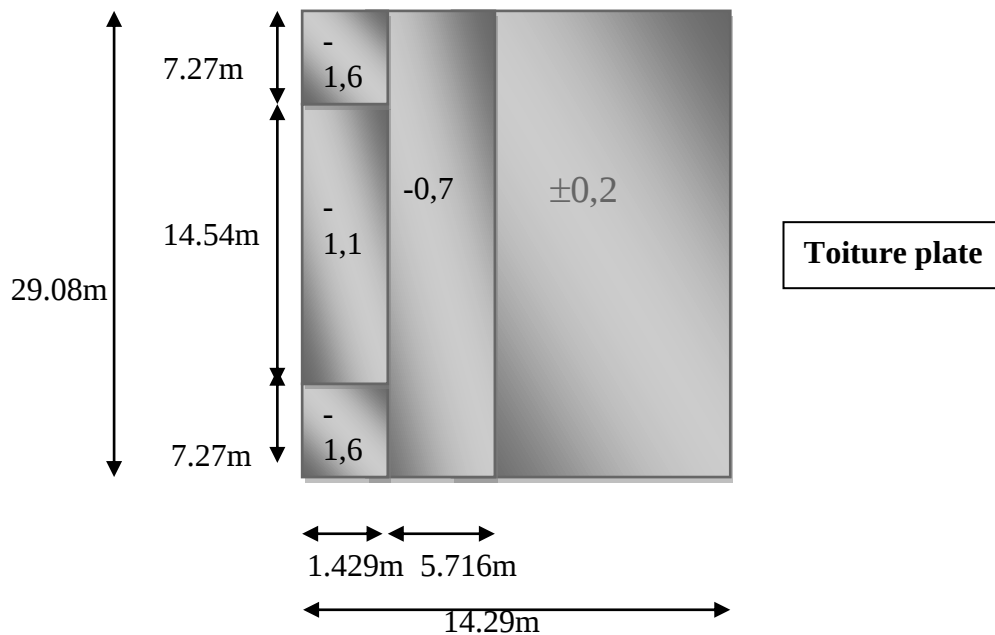


		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Tableau V.4: les coefficients de pression externe de la toiture.

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/30.6 = 0,0196$.

Donc :



4) Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ RNV99(art 2.2 P78).

5) Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a le tableau suivant :

Zone	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	Cp ₁	Cp ₂
A	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
B	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
C	-0.5	0.8	-0.5	-1.3	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1
E	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2
F	-1.6	0.8	-0.5	-2.4	-1.1
G	-1.1	0.8	-0.5	-1.9	-0.6
H	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	-0.2
I	-0.2	0.8	-0.5	-1	0.3
	+0.2			-0.6	0.7

Tableau V.5: le coefficient de pression.

6) Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RVN99 P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivant : $W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$

Pour $C_{pi} = 0.8$: (sens longitudinal).

ZJ(m)	Cpi_1	qdyn	Wi	Cdx= Cdy	QJ(x)=QJ(y)
1.53	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
4.59	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
7.65	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
10.71	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
13.77	-1.1	577.5	-635.25	0,95	-603.48
16.83	-1.1	600	-660	0,95	-627
19.89	-1.1	648.75	-713.62	0,95	-677.94
22.95	-2.4	682.5	-1638	0,95	-1556.1
26.01	-1.9	720	-1368	0,95	-1299.6
29.07	-1.5	753.75	-1130.62	0,95	-1074.089

Tableau V.6: la pression due au vent longitudinal

Pour $C_{pi} = -0.5$: (sens transversal).

ZJ(m)	Cpi_2	qdyn	Wi	Cdx= Cdy	QJ(x)=QJ(y)
1.53	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
4.59	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
7.65	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
10.71	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
13.77	0.2	577.5	115.5	0,95	109.72
16.83	0.2	600	120	0,95	114
19.89	0.2	648.75	129.75	0,95	123.26
22.95	-1.1	682.5	-750.75	0,95	-713.21
26.01	-0.6	720	-432	0,95	-410.4
29.07	-0.2	753.75	-150.75	0,95	-143.21

Tableau V.7: la pression due au vent transversal

7) Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$\mathbf{F}_{fr} = \sum (\mathbf{q}_{dun}(\mathbf{Z}_j) \times \mathbf{C}_{fr,j} \times \mathbf{S}_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifiés ; ou b la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x: $b = 29.08\text{m}$; $d = 14.29\text{ m}$; $h = 30.6\text{ m}$.

$$\frac{d}{b} = \frac{14.29}{29.08} = 0.491 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{14.29}{30.6} = 0.466 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

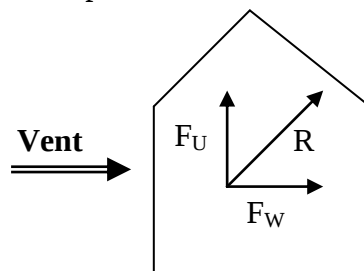
Sens y: $b = 29.08\text{ m}$; $d = 14.29\text{m}$; $h = 30.6\text{m}$.

$$\frac{d}{b} = \frac{29.08}{14.29} = 2.034 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{29.08}{30.6} = 0.950 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

8) Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après)



F_W : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

$\sum$: la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j .

S_j : Aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Pour $C_{pi} = 0.8$: (sens longitudinal).

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	-603.48	88.9	43.72	-53649.372	-26384.14
4.59	-603.48	88.9	43.72	-53649.372	-26384.14
7.65	-603.48	88.9	43.72	-53649.372	-26384.14
10.71	-603.48	88.9	43.72	-53649.372	-26384.14
13.77	-603.48	88.9	43.72	-53649.372	-26384.14
16.83	-627	88.9	43.72	-55740.3	-27412.44
19.89	-677.94	88.9	43.72	-60268.86	-29639.53
22.95	-1556.1	88.9	43.72	-138337.29	-68032.69
26.01	-1299.6	88.9	43.72	-115534.44	-56818.51
29.07	-1074.089	88.9	43.72	-95486.512	-46959.17

Tableaux V.8:Les forces longitudinal

$$R_x = -733613.87\text{N} = -733.61387\text{KN}$$

$$R_y = -360783.04\text{ N} = -360.78304\text{KN}$$

Pour $C_{pi} = -0.5$: (sens transversal).

ZJ(m)	QJ(x)=QJ(y)	S(x,x)	S(y,y)	R(x)	R(y)
1.53	109.72	88.9	43.72	9754.108	4796.958
4.59	109.72	88.9	43.72	9754.108	4796.958
7.65	109.72	88.9	43.72	9754.108	4796.958
10.71	109.72	88.9	43.72	9754.108	4796.958
13.77	109.72	88.9	43.72	9754.108	4796.958
16.83	114	88.9	43.72	10134.6	4984.08
19.89	123.26	88.9	43.72	10957.814	5388.9272
22.95	-713.21	88.9	43.72	-63404.369	-31181.541
26.01	-410.4	88.9	43.72	-36457.89	-17942.688
29.07	-143.21	88.9	43.72	-12731.369	-6261.141

Tableaux V.9:Les forces transversal

$$R_x = -42730.67N = -42.730KN$$

$$R_y = -4877.57N = -4.8775KN$$

V.4.Conclusion :

L'effort tranchant à la base dû au vent est négligeable devant l'effort tranchant à la base dû au séisme. Donc le risque de soulèvement n'aura pas lieu.

VI.1 . Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2.Les combinaisons d'actions :**VI.2.1.Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$1,35 G + 1,5 Q \longrightarrow$ à l'E.L.U ; $G + Q \longrightarrow$ à l'E.L.S

VI.2.2.Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$G + Q \pm E$ (1) ; $0,8 G \pm E$ (2)

❖ Pour le portique :**➤ Les poteaux :**

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $G + Q \pm 1,2E \dots\dots\dots$ (RPA99)
 $0,8 G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q \pm 1,2E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.
 - Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.
- La combinaison $(0,8G \pm E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.
 - Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

➤ Les poutres :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $G + Q \pm E \dots\dots\dots$ (RPA99)
 $0,8 G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage inférieur au niveau des appuis dans le cas ou le moment est positif

❖ **Pour les voiles :**

$$G + Q \pm E \quad \text{.....(RPA99)}$$

$$0,8 G \pm E$$

VI.3.Ferraillage des éléments porteurs :

VI.3.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

VI.3.2.Ferraillage des poteaux :

VI.3.2.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Donc ils doivent être ferraillé en flexion composée qui donne les trois cas suivants.

- Section partiellement comprimée. SPC
- Section entièrement comprimée. SPC
- Section entièrement tendue. SET

Pour la détermination des armateurs à L'E L U on a appliqué les méthodes simplifiées

• **Section partiellement comprimée :**

L'effort normal étant un effort de compression ou de traction. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$.

• **Section entièrement comprimée :**

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

• **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces des armateurs

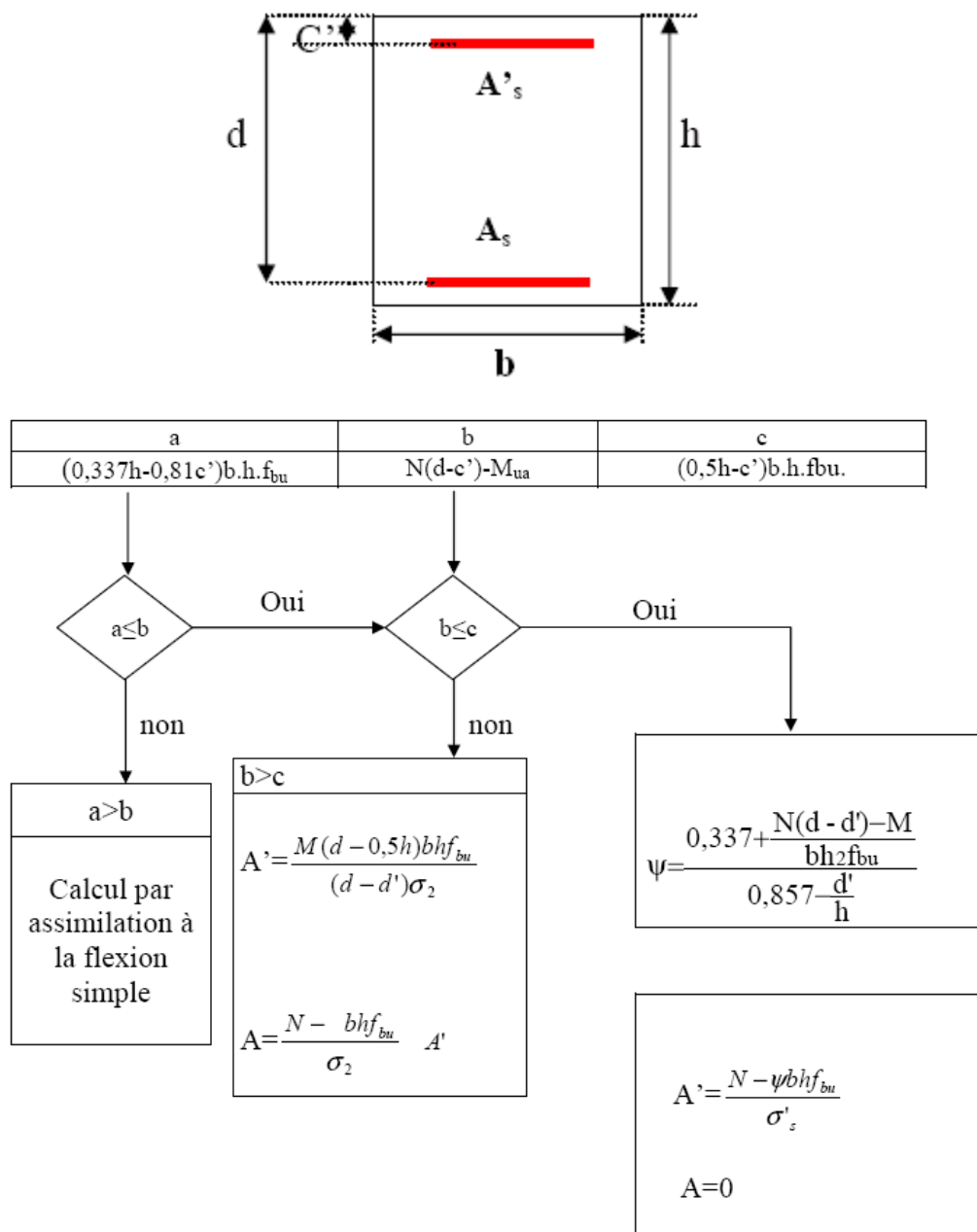


Figure .VI.1 : ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE

VI.3.2.2.Recommandation de (RPA 2003) :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

$$A_{\max} = A_s/bh < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = A_s/bh < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,8 \%bh \text{ (zone II).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une surface de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

❖ résultats obtenus :

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	As _{min} RPA (cm ²)	As _{max} RPA (cm ²) Zon courante	As _{max} RPA (cm ²) Zon de recouvrement
Poteau rectangular	50×55	22	110	165

Tab. V1.1. Tableau de pourcentages minimal et maximal des armatures

VI.3.2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F _{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau VI.2: Valeurs Caractéristiques techniques des matériaux

VI.3.2.4. Les résultats obtenus :

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
2701.11	8.32	169.15	1172.88	11.98	1.99	1977.86	6.09

Tab. V1.3. tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

VI.3.2.5. Exemple de calcul :

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a$$

e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

POTEAU RECTANGULAIRE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données 1 ^{ère} Cas ELU				
Dimensions du Poteau	Grand coté du poteau	$h =$	0.55	M
	Petit coté du Poteau	$b =$	0.50	M
		D	0.52	
		C	0.03	M
Contrainte de l'acier utilise		$F_e =$	400	MPa
Contrainte du béton a 28 jours		$F_{cj} =$	25	MPa
Hauteur d'étage		$L_o =$	3.06	M
Effort ultime		N_{max}	2701.11	KN
Moment ultime		M_{cor}	8.32	KN.m
f_{bu}	$0.85 f_{c28} / \gamma_b$		14.2	MPa
σ_s	f_e / γ_s		348	MPa
Coefficient de fluage...	ϕ	Φ	2	
Résultats				
Longueur de flambement	si poteau de rive : $L_f = L_o$, sinon $L_f = 0,7 L_o$	$L_f =$	2.142	M
e_a : excentricité additionnelle	$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250)$	e_a	0.02	M
e_1 : excentricité du premier ordre	$e_1 = M_{cor} / N_{ma} + e_a$	e_1	0.023080	M
	$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} =$	$\lambda =$	13.47	
Charge de longue durée	$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$	A	0.82	
e_2 : excentricité du second ordre	$e_2 = 3.l_f^2 . (2 + \alpha . \phi) / 10^4 . h$	e_2	0.0027556	M
Les efforts corrigés		N_{MAX}	2701.11	KN
	$M_{corrigé} = N_{m} . e_{tot} = N_{mx} (e_1 + e_2)$	M_{corrigé}	69.7847	KN.m
	$M_{ua} = M_{corrigé} + N_u * (d - h/2)$	M_{ua}	0.73155	MN.m
	$A = (0.337 h - 0.81 c') b . h . f_{bu}$	A	0.6289	MN.m
	$B = N_u (d - c') - M_{ua}$	B	0.5919	MN.m
	A > B ; Donc SPC			
	$\mu = M_U / b d^2 f_{bu}$		0.381	
		α	0.9525	
		β	0.619	
Section d'acier fictif	$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b . \beta . d}$	A_f	65.3086	cm²
Section d'acier	$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$	A	-12.31	cm²

POTEAU RECTANGULAIRE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données 2 ^{ème} Cas 0.8G+Q				
Effort		N _{min}	11.98	KN
Moment		M _{cor}	1.99	KN.m
f _{bu}	0.85 f _{c28} / γ _b		18.5	MPa
σ _s	f _e / γ _s		400	MPa
Coefficient de fluage...	φ	Φ	2	
Résultats				
Longueur de flambement	si poteau de rive : L _f = L _o , sinon L _f = 0,7	L _f =	2.142	M
e _a : excentricité additionnelle	e _a = max (2 cm ; l / 250)	e _a	0.02	M
e ₁ : excentricité du premier ordre	e ₁ = (M _{cor} / N _{min}) + e _a	e ₁	0.18611	M
	$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} =$	λ =	13.47	
Charge de longue durée	$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$	A	0.82	
e ₂ : excentricité du second ordre	e ₂ = 3.l _f ² . (2 + α.φ) / 10 ⁴ . h	e ₂	0.0027556	M
Les efforts corrigés		N _{Min}	11.98	KN
	M _{corrigé} N _m . e _{tot} = N _{min} (e ₁ + e ₂)	M _{corrigé}	2.2626	KN.m
	M _{ua} = M _{corrigé} + N _{MAX} * (d - h/2)	M _{ua}	5.1977 × 10 ⁻³	MN.m
	A = (0.337 h - 0.81 c') b . h . f _{bu}	A	0.8193	MN.m
	B = N _{Min} (d - c') - M _{ua}	B	0.6725 × 10 ⁻³	MN.m
	A > B ; Donc SPC			
	μ = M _U / b d ² f _{bu}		0.00108	
		α	0.00135	
		β	0.999	
Section d'acier fictif	$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$	A _f	28.75	cm ²
Section d'acier	$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$	A	28.74	cm ²

POTEAU RECTANGULAIRE				
B.A.E.L 91 révisé 99				
Données 3 ^{ème} cas G+Q+E				
Effort		$N_{cor}=$	1172.88	KN
Moment		M_{max}	169.15	KN.m
f_{bu}	$0.85 f_{c28} / \gamma_b$		18.5	MPa
σ_s	f_e / γ_s		400	MPa
Coefficient de fluage...	ϕ	Φ	2	
Résultats				
Longueur de flambement	si poteau de rive : $L_f = L_o$, sinon $L_f = 0,7 L_o$	$L_f =$	2.142	M
e_a : excentricité additionnelle	$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250)$	e_a	0.02	M
e_1 : excentricité du premier ordre	$e_1 = M_{max} / N_{cor} + e_a$	e_1	0.14421	M
	$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} =$	$\lambda =$	13.47	
Charge de longue durée	$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$	A	0.82	
e_2 : excentricité du second ordre	$e_2 = 3.l_f^2 . (2 + \alpha . \phi) / 10^4 . h$	e_2	0.0027556	M
Les efforts corrigés		N_{cor}	1172.88	KN
	$M_{corrigé} = N_{cor} . e_{tot} = N_{max} (e_1 + e_2)$	$M_{corrigé}$	172.373	KN.m
	$M_{ua} = M_{corrigé} + N_{cor} * (d - h/2)$	M_{ua}	0.3295	MN.m
	$A = (0.337 h - 0.81 c') b . h . f_{bu}$	A	0.6289	MN.m
	$B = N_{cor} (d - c') - M_{ua}$	B	0.2452	MN.m
	A>B; Donc SPC			
	$\mu = M_U / b d^2 f_{bu}$		0.1317	
		α	0.1771	
		β	0.929	
Section d'acier fictif	$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b . \beta . d}$	A_f	1.96	cm ²
Section d'acier	$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$	A	-1.41	cm ²

Vérification des sections : RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = 0.8\% (h \times b) = 0.008 (55 \times 50) = 22 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}$$

VI.3.2.6. Condition de non fragilité :

$$A_{BAEL} = 0.23 d . b . f_{t28} / f_e$$

BAEL91 (art A.4.2)

	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{RPA} (\text{cm}^2)$	$A_{BAEL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté}$
G+Q+E	0	22	3.13	6HA25 = 29.45 cm²
ELU	0			
0.8G+E	28.74			

Tab. VI.4. Tableau récapitulatif des résultats

VI.3.2.7.Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

➤ **Pour le premier cas on a :**

$$N_{ser}=1977860\text{N}; M_{ser}= 6090 \text{ N.m.}$$

$$e_0= M_{ser}/ N_{ser}= 6090/ 1977860 \quad e_0=0.003 < h/6=0.55/6=0.091$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 55 + 15(29.45) = 3191.75 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 27.5 \text{ cm} \quad 14.725$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.5 = 27.5 \text{ cm}$$

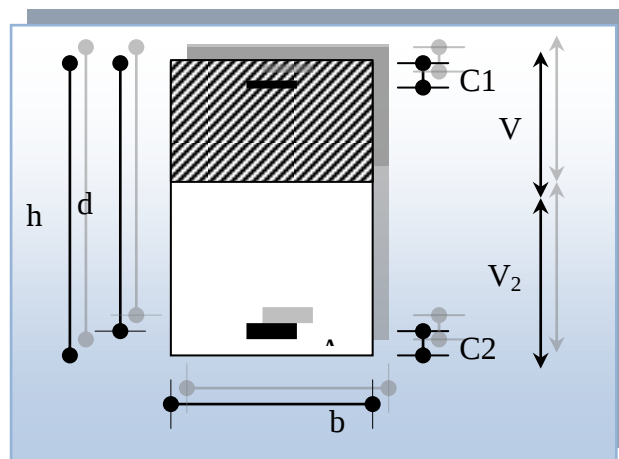


Fig. VI.2 : section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$= 50/3(27.5^3 + 27.5^3) + 15(14.725 \times (27.5 - 3)^2 + 14.725 \times (27.5 - 3)^2) = 958389.6042$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 6090 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = 1977860 / 100 \times 3191.75 = 6.1967 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6090}{958389.6042} = 0.0063$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.1967 + 0.0063 \times 27.5 = 6.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6.083 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.196 + 0.0063(27.5 - 3)] = 95.255 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.196 - 0.0063(52 - 27.5)] = 90.577 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 95.255 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s^2 = 90.577 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.2.8. Armatures transversales :

VI.3.2.8.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 151.39 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{151.39 \times 10^3}{500 \times 520} = 0.582 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0,582 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.2.8.2.Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g > 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{h} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right) \lambda_g = (3.894) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ (ART 7.4.2.2 RPA)

❖ La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ (ART 7.4.2.2 RPA)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$S_t \leq 30 \text{ cm}$ donc en prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 151390 \times 0.10}{55 \times 400} = 2.58 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 151390 \times 0.15}{55 \times 400} = 3.87 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.87 \text{ cm}^2$ soit : **6T10 / $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$**

VI.3.2.8.3. Vérification des cadres des armatures minimales : d'après**➤ RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ BAEI91 : (art A.8.1,3) :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ **Condition Vérifiée**

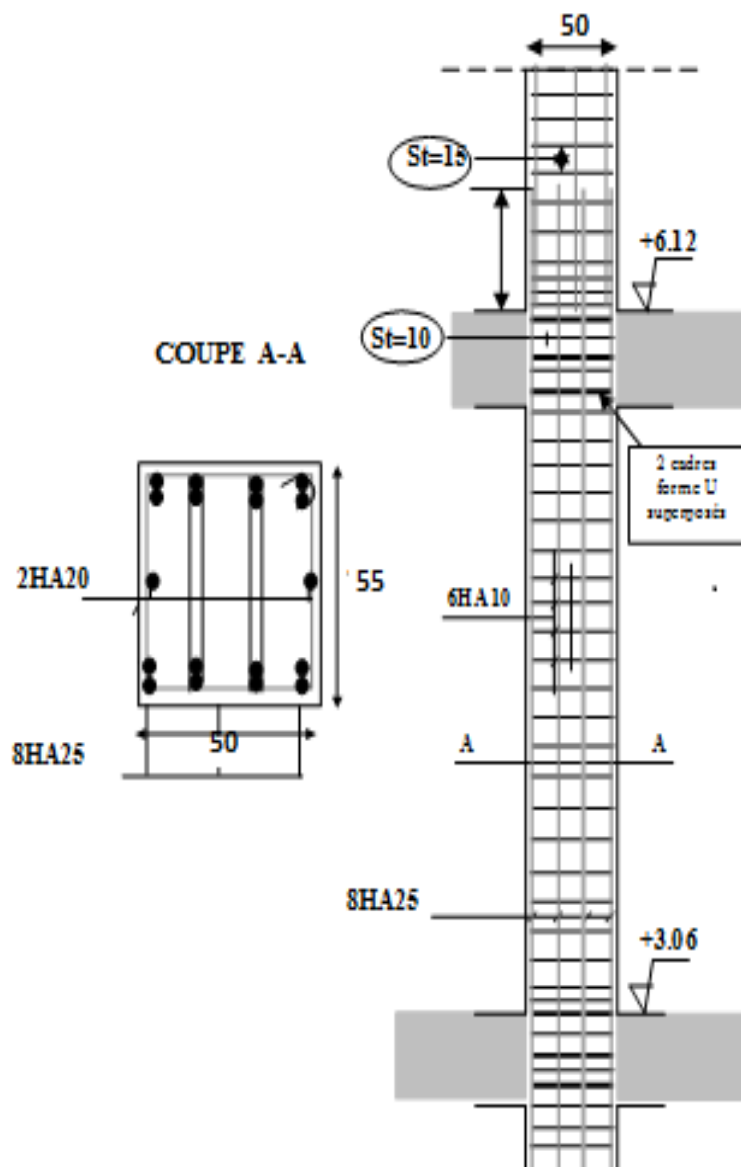
2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a+ 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ **Condition Vérifiée**

VI.3.2.9. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

Section Poteau (cm)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St (z.courante)cm	St (z.nodale)cm
50X55	8HA25	6HA10	15	10

VI.3.2.10.Présentation de ferrailage:**Fig VI.3 Ferrailage Poteaux (50*55)**

VI.3.3.Ferraillage des poutres :**VI.3.3.1.Introduction :**

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.3.3.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , 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 : 40ϕ en zone II.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

VI.3.3.3.Pour les poutres principales (30× 40) :

Les résultats sont tirés a partir de logiciel ROBOT 2011 ,sous les combinaisons d'action suivants :

Combinaisons	1.35G+1.5Q (KN)		G+Q (KN)		G+Q+E (KN)		0.8G+E (KN)	
	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)
Valeurs	63.22	127.17	42.20	91.80		154.42	73.16	

Tab. V1.5.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

VI.3.3.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	σ_b Durable	σ_s Durable	σ_b Accidentel	σ_s Accidentelle
Poutre principale	40	30	37	14,2	348	18.5	400

- **EUL:**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

- **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 6,00 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{\min} = 0,1\% (b \times h) = 1,20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,340 \text{ cm}^2$$

VI.3.3.2.Calcul des armatures

❖ Combinaisons:1.35G+1.5Q

En travée

- **E.U.L:**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{\text{travée}}$ (cm ²)
RDC+09étage	63220	0,010	0,392	0,0125	0,95	5.16

- **E.U.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+09étage	0,0125	63220	42200	1,498	0.499	Vérifiée

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC+09étage	5.16	1.20	1,3403	6.00	6.00	6T12=6.79cm ²

- ❖ **La combinaison : G+Q+Ex :**

Sur Appuis :

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

Nappe supérieure :

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC+09étage	154420	0,1736	0,392	0.3912	0,843	14.22cm ²

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC+09étage	14.22	1,20	1,3403	6.00	14.22	8T16=16.08cm ²

- ❖ **La combinaison : 0.8G+Ex :**

Sur Appuis :

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

Nappe supérieure :

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{appuis} (cm^2)$
RDC+09étage	73160	0,125	0,392	0.1674	0,933	6.08cm ²

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	$A^{BAEL} (cm^2)$	$A_{max}^{RPA} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2)$
RDC+09étage	6.08	1,20	1,3403	6.00	6.08	5T14=7.70cm ² 6HA12=6.79

VI.3.3.3.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 40/540 = 0.074 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00693 \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

VI.3.3.4.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_u^{max} = 145.67 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u_{max}} = \frac{145670}{300 \times 370} = 1.31 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_{u_{max}} = 1.31 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ M Pa} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.3.5.Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 145.67 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 37 = 33.3$$

$$V_u = 145.67 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 145670 \leq 0.267 \times 33.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666832.5 \text{ N} \quad \dots \text{condition vérifier}$$

VI.3.3.3.6. Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 145.67 \text{ KN} \quad M_u = -154.42 \text{ KN}$$

$$A_s = 14.22 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (145670 - (154420/0.9 \times 0.37)) = 4.005 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{condition vérifier}$$

VI.3.3.3.7. Les Armatures transversales :

- **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35, 16, 300 / 10) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 45 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L^{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} ; \text{ donc } S_t = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} ; \text{ donc } S_t = 20 \text{ dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

VI.3.3.3.8. La section de ferraillage transversal:

- **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \dots \dots \dots A_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

- **D'après RP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}} ; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferraillage transversal donné dans :

Poutre	Zone	St Cm	τ_u Mpa	$A_t^{\min}$ RPA cm ²	$A_t^{\min}$ BAEL91 cm ²	Choix	$A_t^{\min}$ adopte cm ²
Principale	Courante	20	1.31	1.8	0.6	4 ϕ 8	2.01
	Nodale	10		1.8	0.6	4 ϕ 8	2.01

VI.3.3.4. Les poutres secondaires (30*35) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferraillage.

VI.3.3.4.1. Calcul des armatures :

Combinaisons	1.35G+1.5Q (KN)		G+Q (KN)		G+Q+E (KN)		0.8G+E (KN)	
	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)	En travée	En appuis(-)
Valeurs	52.74	47.71	38.55	34.90		87.37	76.03	

Tab. V1.6. tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

❖ Combinaisons 1.35G+1.5Q :

En travée

- E.U.L :

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{\text{travée}}$ (cm ²)
RDC+09étage	52740	0,120	0,392	0,160	0.936	5.05

- E.U.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+09étage	0,160	52740	38550	1,3680	0.434	Vérifiée

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC+09étage	5.05	1,05	1,1592	5.25	5.25	2HA12+3HA14 =6.88cm ²

❖ **La combinaison : G+Q+Ex :**

Sur Appuis :

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

Nappe supérieure :

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC+09 étage	87370	0,200	0,392	0,2817	0,887	8.845cm ²

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC+09étage	8.845	1,05	1,1592	5.25	8.845	6T14=09.24cm ²

❖ **La combinaison : 0.8G+Ex :**

Sur Appuis :

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

Nappe supérieure :

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC+09 étage	76030	0,1742	0,392	0.2409	0,903	7.56cm ²

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC+09étage	7.56	1.05	1,1592	5.25	7.56	4HA14+2HA12= 8.42 cm ²

VI.3.3.4.2.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 35/520 = 0.0673 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.007166 \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

VI.3.3.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_u^{max} = 133.21 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{133210}{300 \times 320} = 1.3876 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_{u\max} = 1.3876 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.3.4.4.Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 133.21 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8$$

$$V_u = 133.21 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 133210 \leq 0.267 \times 28.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 576720 \text{ N} \quad \dots \text{condition vérifier}$$

VI.3.3.4.5. Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 133.21 \text{ KN} \quad M_u = -87.37 \text{ KN}$$

$$A_s = 0.24 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{40000} \times (133210 - (\frac{87370}{0,9 \times 0,32})) = 2.99 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.3.4.6. Les armatures transversales :

- **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement** :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

VI.3.3.4.7. La section de ferraillage transversal:

- D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 17,5}{400} \quad A_t = 0.525 \text{ cm}^2$$

- D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17.5 \times 30 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferraillage transversal donné dans le tableaux suivant :

Poutre	Zone	St Cm	τ_u Mpa	$A_t^{\min}$ RPA cm ²	$A_t^{\min}$ BAEL91 cm ²	Choix	$A_t^{\min}$ adopte cm ²
Secondaire	Courante	17.5	0.5899	1.575	0.525	4 ϕ 8	2.01
	Nodale	8.75		1.575	0.525	4 ϕ 8	2.01

Les résultats sont résumés dans le tableaux suivant :

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (30×40)	Travée	6HA12	6.79 cm ²
	Appui	8HA16	16.08 cm ²
P.S (30×35)	Travée	6HA12	6.79cm ²
	Appui	4HA14+2HA12	8.42 cm ²

Tab. V1.7.tableau résumé les résultats des sections des ferraillages

VI.3.3.5.Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :
Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

a) Pour Les poutre principales ;

- ✓ En travée : $M_{t(\text{ser})} = 4.220 \text{ T.m}$
- ✓ En appuis : $M_{a(\text{ser})} = 9.180 \text{ T.m}$
- ✓ Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \times \frac{6.79}{0.3 \times 100} = 3.85 \text{ cm} \quad ; \quad E = 2 \times 3.85 \times 32 = 246.4 \text{ cm}$$

$$y_1 = \left[-3,85 + \sqrt{3,85^2 + 246,4} \right] = 12,3123 \text{ cm} ; \quad \alpha_1 = \frac{12,3123}{32} = 0,384$$

$$\beta_1 = 0,872 ; \quad K_1 = 24,062$$

1. En travée :

$$\sigma_s = 196,40 \text{ MPa} ; \quad \sigma_b = 8,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 196,40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 8,20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. En appuis:

$$\sigma_s = 427,253 \text{ MPa} ; \quad \sigma_b = 8,806 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 427,253 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 8,806 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Pour Les poutres secondaires ;

✓ **En travée :** $M_{t(\text{ser})} = 2,596 \text{ T.m}$

✓ **En appuis :** $M_{a(\text{ser})} = 3,618 \text{ T.m}$

$$D = 15 \times \frac{6,79}{0,3 \times 100} = 3,85 \text{ cm} ; \quad E = 2 \times 3,85 \times 37 = 284,9 \text{ cm}$$

$$y_1 = \left[-3,85 + \sqrt{3,85^2 + 284,9} \right] = 13,46 \text{ cm} ; \quad \alpha_1 = \frac{13,46}{37} = 0,363$$

$$\beta_1 = 0,878 ; \quad K_1 = 26,32$$

1. En travée:

$$\sigma_s = 103,78 \text{ MPa} ; \quad \sigma_b = 3,966 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 103,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

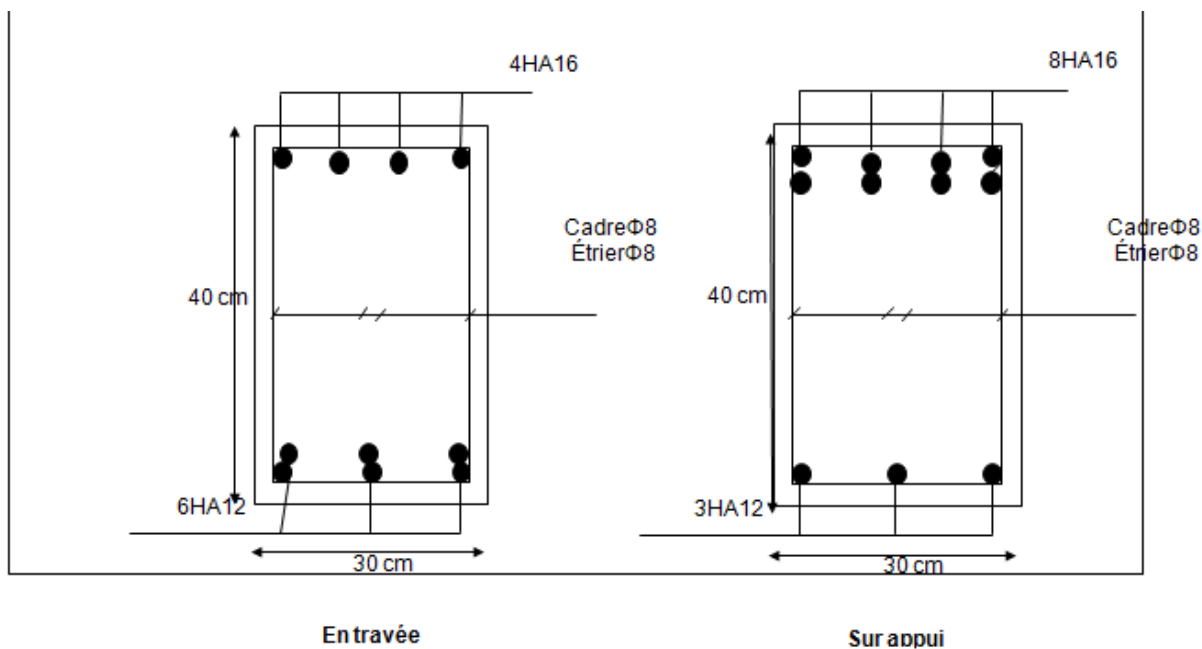
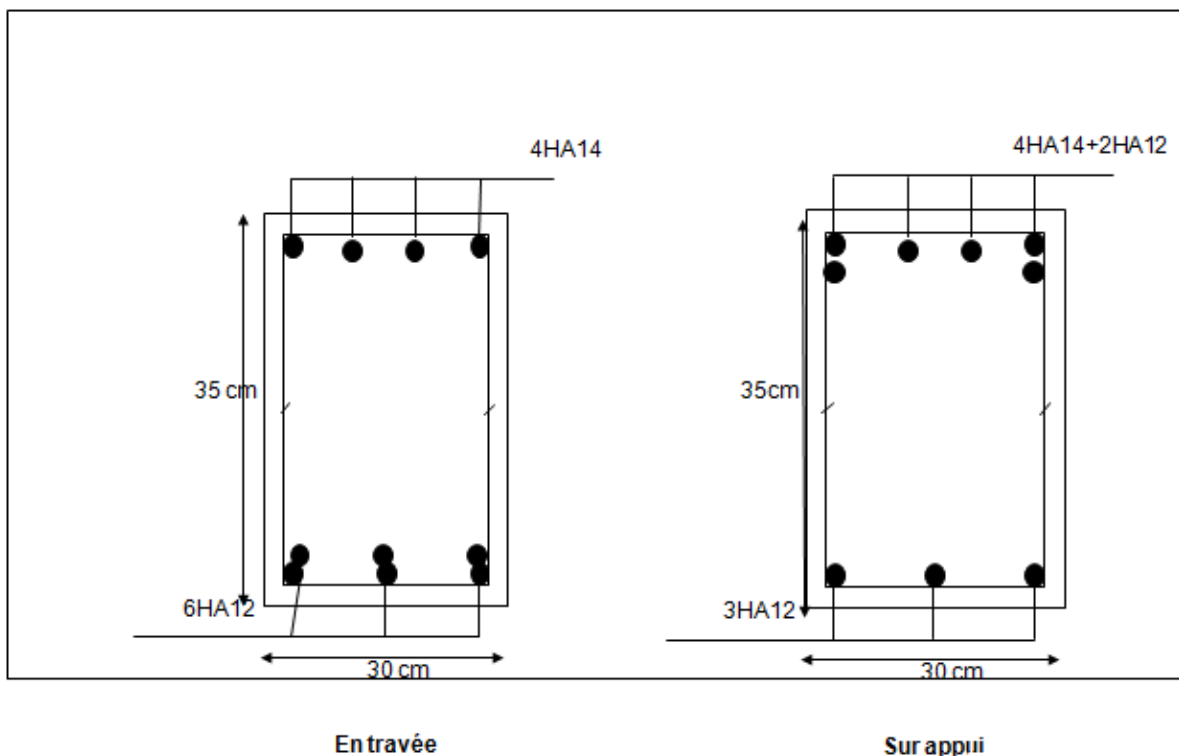
$$\sigma_b = 3,966 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. En appuis:

$$\sigma_s = 144,63 \text{ MPa} ; \quad \sigma_b = 5,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 144,63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 5,52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3.5. Présentation de ferrailage:**Fig. VI.4.ferrailage de la poutre principale(30×45)****Fig. VI.5. ferrailage de la poutre secondaire (30×40)**

VI3.4.Ferraillage des voiles

VI3.4.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et 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 sous l'action des sollicitations dues aux séismes ,sera ferraillé par la disposition du ferraillage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

VI3.4.2.Types d'armatures :

VI3.4.2.1.Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.**
 - Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
 - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
 - Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
 - Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
 - A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

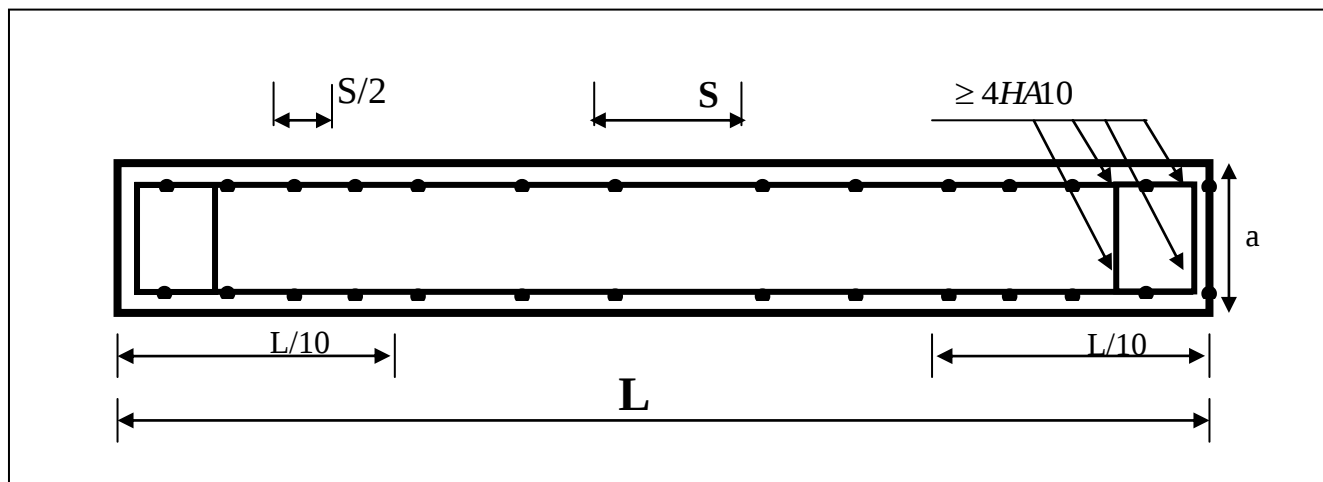


Fig.VI.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI3.4.2.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0,15%
 - en zone courante 0,10%
- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{épaisseur du voile.}$$
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;

➤ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{calculé}$$

❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI3.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI3.4.3. Calcul de la section d'armature (Ferraillage vertical) :

VI3.4.3.1. Ferraillage vertical :

➤ **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

VI3.4.3.2. Etapes de calcul :

VI3.4.3.2.1. Détermination de la nature de la section :

Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

VI3.4.3.2.2. Calcul des sections suivant leurs natures :

- **Section entièrement tendue** : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :
 - N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
 - C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

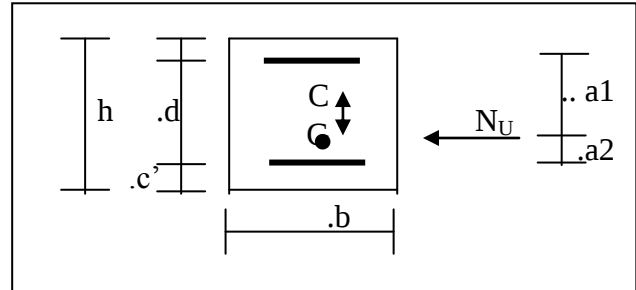
Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$



-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par :} \quad A=0 ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

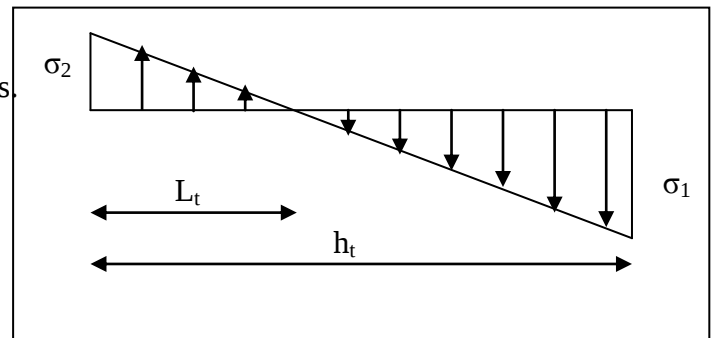
Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$



❖ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

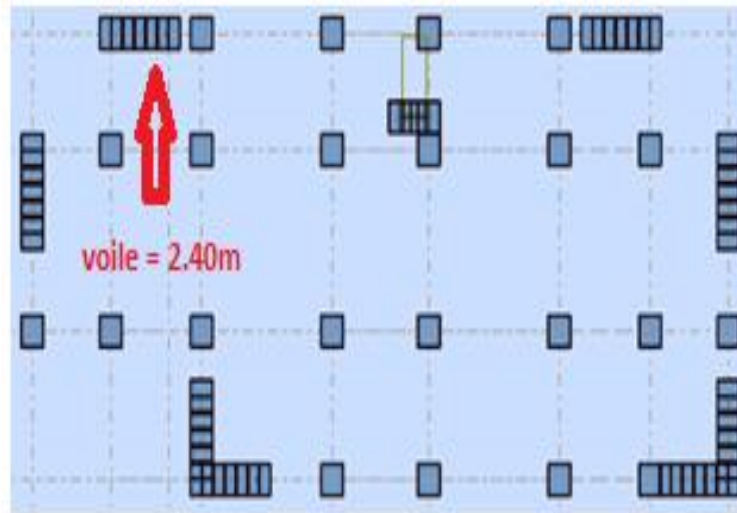
➤ $A_{min1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

➤ $A_{min2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

➤ $A_{min3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

VI3.4.3.3.Exemple de calcul (RDC)

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (G+Q+Ex) .

Niveau	T(KN)	N (KN)	M(KN.m)	e=M/N (m)
RDC	311.34	214.25	1170.88	5.465

$$M_{\max} = 1170.88 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 214.25 \text{ KN}$$

$$L = 2.40 \text{ m} ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$d = L - c = 2.37 \text{ m} ; \quad a = 0.15 \text{ m}$$

VI3.4.3.3.1. Armatures verticales :

$$A = (0.337 L - 0.81 c') \cdot L \cdot a \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 2.40 - 0.81 \times 0.03) \cdot 2.40 \times 0.15 \times 14.2$$

$$A = 4.010364 \text{ MN.m} = 4010.364 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - L/2) = 1170.88 + 214.25 \times (2.37 - 1.2) = 1421.5525 \text{ KN.m}$$

$$B = 214.25 (2.37 - 0.03) - 1421.5525 = -920.2075 \text{ KN.m}$$

$A > B \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

a) Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{H} = \frac{20 \times 0,15}{3,06} = 0,98$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{2,4} = 0,89$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,89 < 15 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

b) Calcul de ferraillage :

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = N \left(e + d - \frac{L}{2} \right) = 214.25(5.465 + 2.37 - 1.2) = 1421.5487 \text{ KNm}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

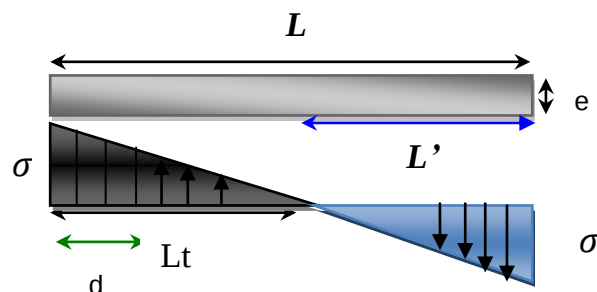
M_1 (KN.m)	μ	μ_t	α	B	A_f (cm ²)
1421.5487	0.09120	0,392	0.119	0,952	15.75

- flexion composée:

N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
214.25	10.39	0

c) L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{214.25 \times 10^3}{150 \times 2400} + \frac{6 \times 1170.88 \times 10^6}{150 \times (2400)^2} = 8.7262 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{214.25 \times 10^3}{150 \times 2400} - \frac{6 \times 1170.88 \times 10^6}{150 \times (2400)^2} = -7.5359 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ;$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3.15 \times \frac{7.5359}{7.5359 + 8.7262} = 1.459 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2.4 - 1.459 = 0.941 \text{ m}$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^1 = 0.002 \times L_t \times a = 4.377 \text{ cm}^2$$

Niveau	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC	10.39	4.377

d) Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 240 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$

Alors on prend $A = 10.39 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} > A_{\min}^g$$

Niveau	$A_{\text{tendue}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^g \text{ (cm}^2\text{)}$	condition
RDC	10.39	20.78	5.4	Verifier

-Choix d'armature:

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = A_{\min}^g + A_{\text{cal}} = 5.4 + 10.39 = 15.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 6\text{HA}10 + 6\text{HA}16 = 16.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA}10 + 6\text{HA}16 = 16.77 \text{ cm}^2$$

e) L'espacement:**d'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min(22,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$ **Dans la zone $h/10$:**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$ Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport **RPA99**.**f) Vérification des voiles à l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 311,34$

Avec :

 T : Effort tranchant à la base du voile . b_0 : Epaisseur du voile . d : Hauteur utile = $0,9 h$. h : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1,4 \frac{0,31134}{0,15 \times 0,9 \times 2,4} = 1,3452 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est : $\overline{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI3.4.3.3.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 6 = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

VI3.4.3.3. Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{214.25 \times 10^3}{150 \times 2400} + \frac{6 \times 1170.88 \times 10^6}{150 \times (2400)^2} = 8.7262 \text{ MPa} < 18.5 \text{ MPa}$$

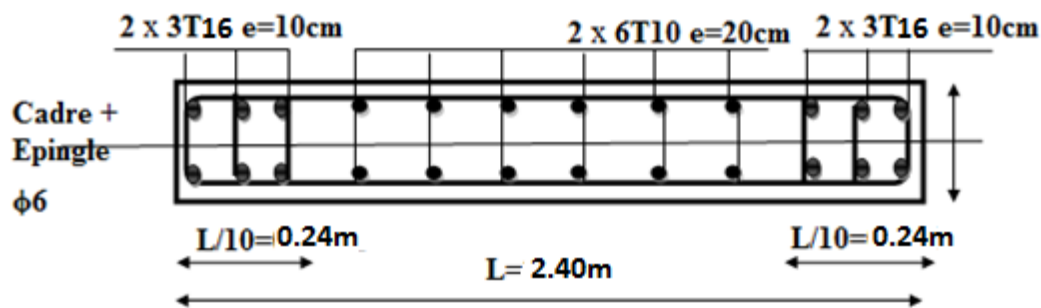
VI.3.4.4. Présentation de ferraillage:

Fig.VI.7.Schéma de ferraillage des voiles.

VII. Etude de fondation**VII.1. Introduction :**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

VII.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

VII.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VII.2. Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol a donnée la valeur 2.5 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :
 - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - ☞ Jouer le rôle d'Appui.
 - ☞ Assurer la liaison.
 - ☞ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VII.3. Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est à usage d'habitation dans la wilaya : de Sétif

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=2.5$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S4

VII.4 : Etude des fondations:

VII.4.1.Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars.}$$

VII.4.2.Choix du type de fondation :

☞ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

☞ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

VII.5calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{1.33\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol}=2.5bars = 25 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser}= N_G+N_Q$$

$$N_{ser}=55696.95$$

$$S_s=\frac{55.69695}{1.33*0.25}=167.50 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{totale}}=L_x \times L_y = 29.08 \times 12.79 - (4.25 \times 6.99 + 2 \times (3.24 \times 2.14)) = 328.35 \text{ m}^2$$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b}=52\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à envisager un radier comme fondation.

Remarques

➤ Le radier nervuré est de loin le plus économique

• 40 cm épaisseur paillasse 1 m

• 0.5 m Hnervure 1.50 m

➤ Le radier dalle n'est pas très économique

• 70 cm épaisseur paillasse 1.30 m

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle

Nous choisissons **radier nervuré**

VII.6 Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VII.6.1.Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

$L_{\max}$: le plus grand travail.

$$L_{\max} = 400\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq h_r \leq 80\text{cm}$$

On prend : $h = 70\text{cm}$

- **Sous poteaux :**

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{540}{20} = 27\text{cm}$$

Avec : $L_{\max}$: la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 40\text{ cm}$

- la nervure : $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max}$: distance maximale entre deux files successives.

$$L_{\max} = 5.4 \text{ m} .$$

$$b \geq \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- _ $L_{\max}$: la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{\max} = 5.4 \text{ m}$.
- _ L_e : Longueur élastique.
- _ E : Pour un chargement de long durée ; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- _ I : Inertie de la section de radier. ($b=1 \text{ m}$)
- _ K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$
- _ b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}; \quad K=4000 \text{ t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.4^4}{3216420 \times \pi^4}} = 0.80 \text{ m}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 70 \text{ cm}$ pour les nervures.

$h = 40 \text{ cm}$ pour le radier.

$b = 55 \text{ cm}$

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.066}{4000 \times 1}} = 6.80 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} = 3.43... (cv)$$

VII.6.2. Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 75772.90 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 55696.95 \text{ KN}$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{55696.95}{2.5} = 167.50 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 415.55 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 167.50 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (29.08 m).

L_y : largeur en plan (14.29 m).

Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 0.4 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 458.92 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (458.92 \times 0.7 \times 25) = 8031.1 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 75772.90 + 1.35 (8031.1) = 86614.885 \text{ KN}$$

$$N_s = 55696.95 + 8031.1 = 63728.05 \text{ KN}$$

VII.6.3. Vérifications de radier :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{86614885 \times 1}{458.92} \cdot \frac{5.4}{2} = 509.588 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{509.588 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.94 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 2 \times 458.92 = 13767.6 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = NG + G_{radier}

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$)

$$G_T = 8031.1 + 1.35 (55696.95) = 83221.98 \text{ KN} > 13767.6 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

- **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N_{\text{total}} = 26988.02 \text{ KN}$$

$$M_x = 2438.19 \text{ KN}$$

$$M_y = 2016.62 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	26988.02	26988.02
M(KN.m)	2438.19	2016.62
e(m)	0.090	0.074
L/4(m)	7.27	3.57
Condition	Vérifier	Vérifier

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 7071.47 \text{ m}^4$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 29284.25 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

$$X_g = 7.14$$

$$Y_g = 14.54$$

- Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \times \sigma_{adm} = 1.5 \times 250 = 375 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 7.14 \text{ m}, Y_g = 14.54 \text{ m}$$

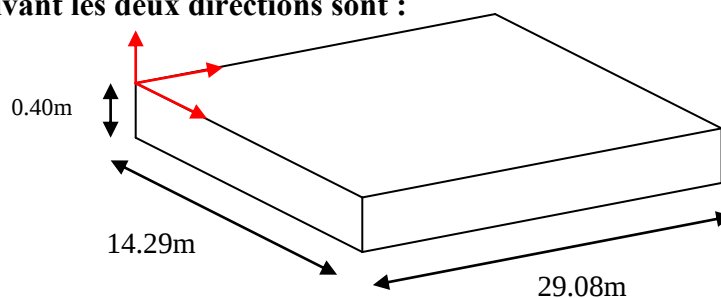


Fig.VII.01.schéma de radier.

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	29284.25	26988.02	2438.19	458.92
Y-Y	7071.47	26988.02	2016.62	458.92

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	59.40	58.21	59.10	375	C.V
Y-Y	62.95	54.62	60.86	375	C.V

VII.7. Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

- **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Entravée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 75772.90/ 458.92$	$q_{ser} = 55696.95/ 458.92$
$q_u = 165.11 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 121.36 \text{ KN/m}^2$

- **Ferrailage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (5.4×5.2) m².

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU** : $\nu = 0$; $q_u = 165.11 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 5.20/5.40 = 0.96 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.040$$

$$\mu_y = 0.911$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.040 \times 165.11 \times 5.20^2 = 178.58 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.911 \times 178.58 = 162.68 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 178.58 = 151.79 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 162.68 = 138.27 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 178.58 = 53.57 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 400/10 = 40 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 40 - 5 - \frac{4}{2} = 33 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 29 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

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

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 29 \times \frac{2.1}{400} = 3.50 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 4 \text{ cm}^2.$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	53.57	151.79	53.57	138.27
μ	0.0346	0.0981	0.0448	0.115
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0,00	0	0,00	0
α	0.044	0.129	0.057	0.153
B	0.982	0.948	0.977	0.938
σ_s	348	348	348	348
As (cm²/ml)	4.75	0.013	5.43	0.014
As_{min} (cm²/ml)	3.98	3.98	3.50	3.50
Choix des barres/ml	4HA14	4HA12	4HA14	4HA12
As_{corres} (cm²/ml)	6.16	4.52	6.16	4.52
Espacement (cm)	20	20	20	20

■ **l'ELS:** $\nu = 0.2$; $q_s = 121.36 \text{ KN/m}$

$\alpha = 5.2/5.4 = 0.96 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0475$$

$$\mu_y = 0.939$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 155.87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 146.36 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 132.48 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 124.40 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 46.76 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures:**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	46.76	132.48	46.76	124.40
μ	0.028	0.081	0.037	0.098
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15
α	0.035	0.105	0.047	0.129
B	0.986	0.958	0.981	0.948
σ_{st}(MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	7.12	0.02	8.15	0.022
As_{min}(cm²/ml)	3.98	3.98	3.50	3.50
choix des barres/ml	6HA14	6HA10	6HA14	6HA10
As_{corr}(cm²/ml)	9.24	4.71	9.24	4.71
Espacement cm	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{165.11 \times 5.2 \times 5.4}{2(5.4) + 5.2} = 289.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{289.76 \times 10^3}{1000 \times 330} = 0.878 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.878 < [\tau_u] = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

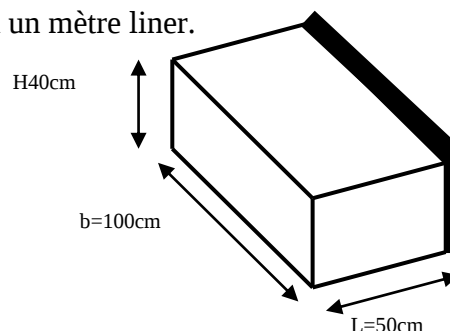
VII.8. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.40$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.36 \text{ m}$$



- Présentation schématique :

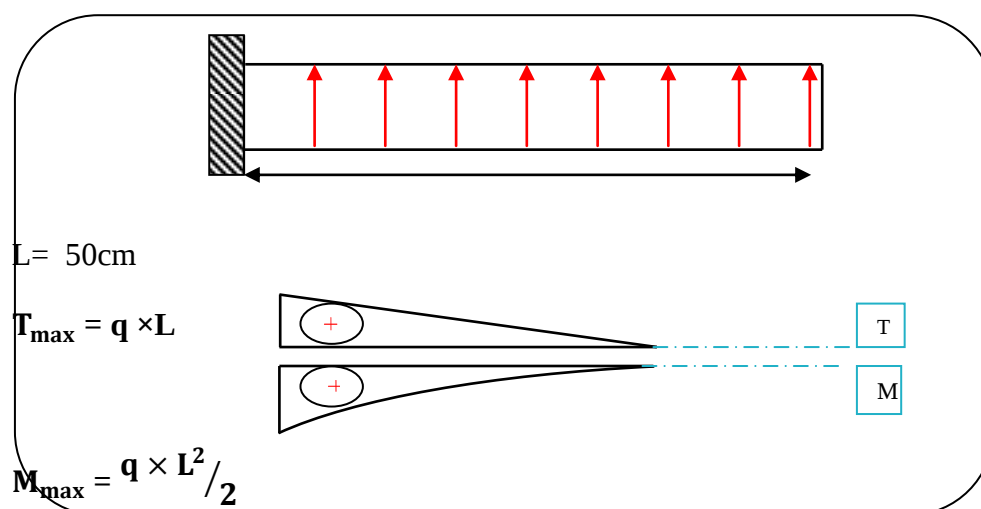


Fig.VII.02. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 165.11 \times (0.5)^2 / 2 = 20.63 \text{ KN.m}$$

■ **L'E LS** : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 121.36 \times (0.5)^2 / 2 = 15.17 \text{ KN.m}$$

	$M_{\max}$	μ	A	β	A_s (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Section adoptée
ELU	20.63	0.011	0.013	0.994	1.65	4.35	5.65	5HA12
ELS	15.17	0.008	0.010	0.996	1.21	4.35	5.65	5HA12

• **Vérification au cisaillement :**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.90 \text{ h} = 0.36 \text{ m.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min (0.15 \times f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (0.15 \times 25 / 1.5, 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = 165.11 \times 0.5 = 82.55 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{82.55 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.22 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.9. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 0.9 \times h = 63 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a-Calcul des charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{75772.90}{458.92} = 165.11 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{55696.95}{458.92} = 121.36 \text{ KN / m}^2$$

- ELU

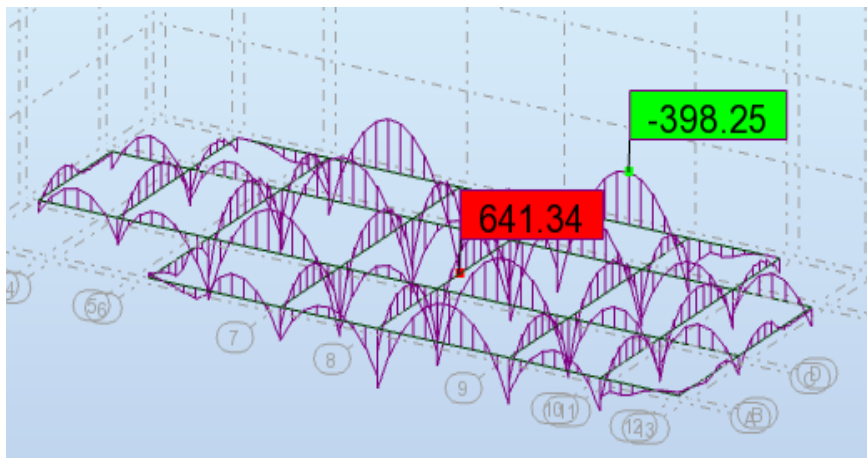


Fig.VII.03.sollicitation des nervures (ELU).

- ELS

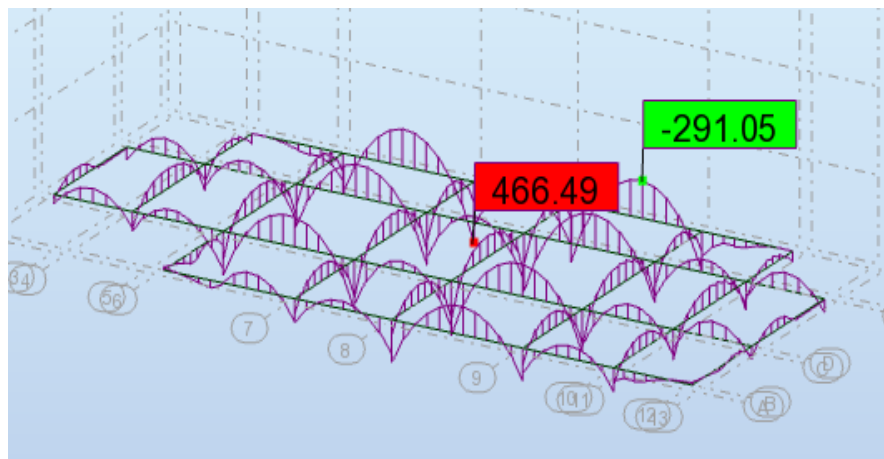


Fig.VII.04.sollicitation des nervures (ELS).

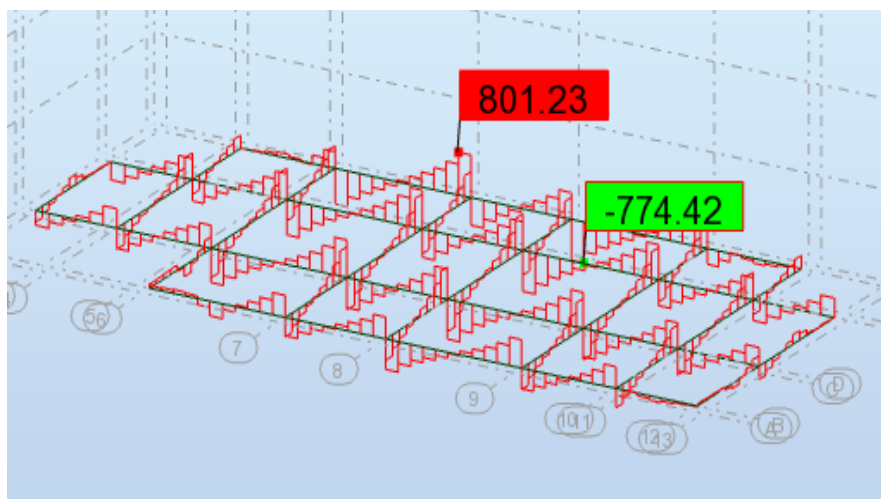


Fig.VII.05 Efforts tranchants nervures radier ELU

$$ELU \begin{cases} M_t = -398.25 \text{ KN.m} \\ M_a = 641.34 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t = -291.05 \text{ KN.m} \\ M_a = 466.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ferrailage de nervure a la ELU:

	M_u [KN.m]	μ_b	A	B	A_{cal}	A_{min}	A_{adp}	Section Adoptée
Appuis	641.34	0.206	0.29	0.884	0.033	4.18	20.61	4HA16+4HA20
Travée	398.25	0.128	0.17	0.932	0.019	4.18	20.61	4HA16+4HA20

- ferrailage de nervure a la ELS:

	M_u [KN.m]	μ_b	A	B	A_{cal}	A_{min}	A_{RPA}	A_{adp}	Section adoptée
Appuis	466.49	0.150	0.20	0.92	2.3	4.18	19.25	20.61	4HA16+4HA20
Travée	291.05	0.0938	0.12	0.952	1.39	4.18	19.25	20.61	4HA16+4HA20

- Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
801.23	0.23	C.V

Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 55 \times 63 \times \frac{2,1}{400} = 4,18 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 55 \times 70 = 3,85 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% b \times h \text{ (art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% 55 \times 70 = 19,25 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales (Selon CBA)

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 55, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } A_t = 5 \text{ HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales (Selon RPA)

- En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17,5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

- Shémat du ferrailage :

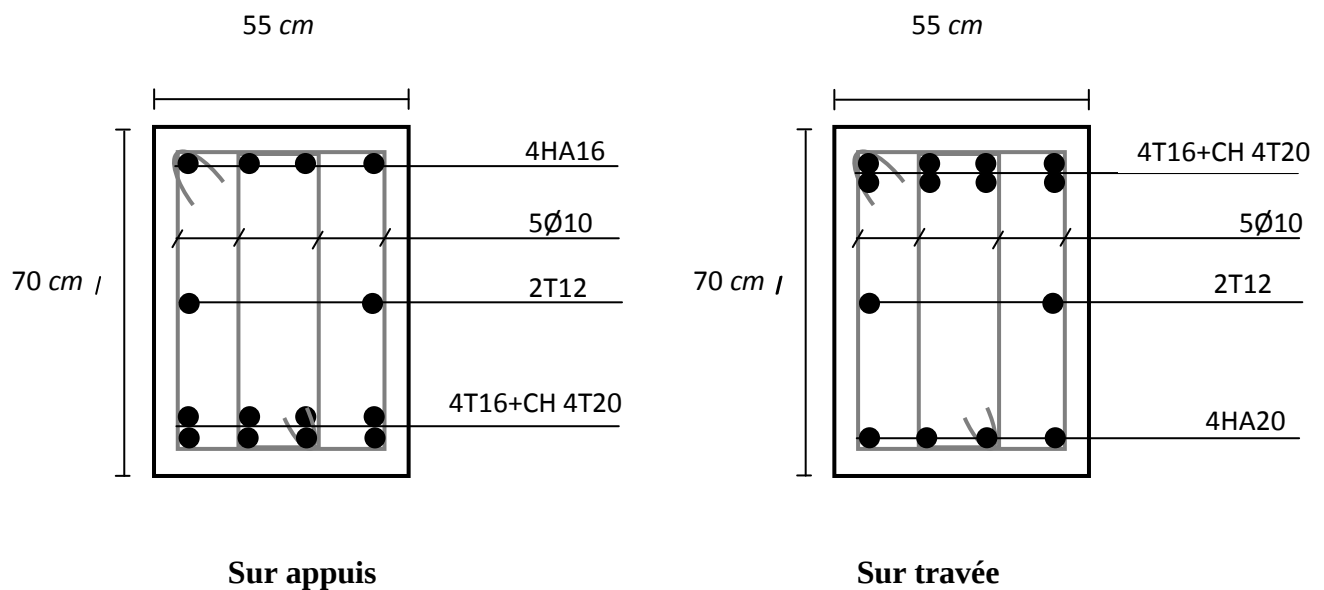


Fig.VII.6. Ferrailage nervure

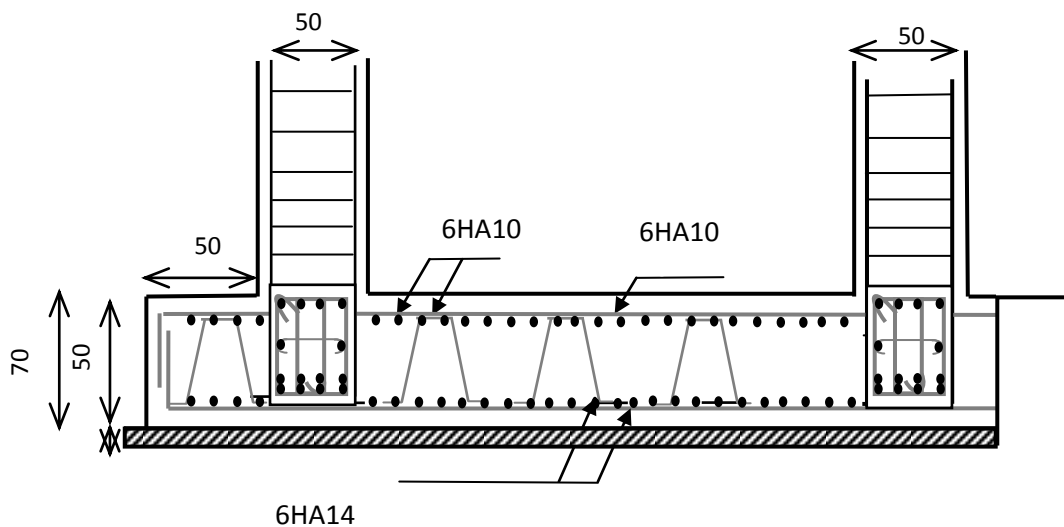


Fig.VII.7. Ferrailage du radier

VII.10.LONGRINE

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99(art 10.1.1)**

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

	Zone		
Site	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2701.11}{10} = 270.111 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x40) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_{\min}^{\text{RPA}} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15\phi\ell) ; S_t = 20\text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80\text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\emptyset 8$ et étrier en $\emptyset 8 = 2.01\text{ cm}^2$.

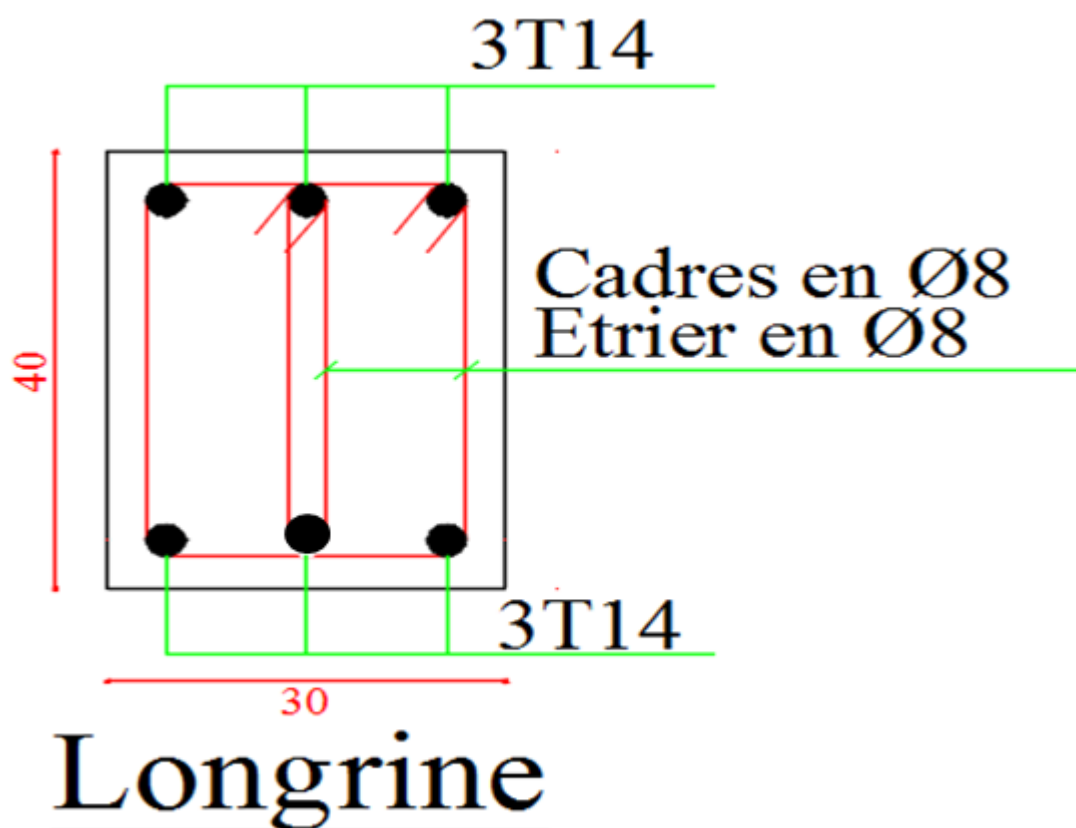


Fig.VII.8:Ferraillage de longrine.

Conclusion générale:

Conclusion générale:

Ce projet de fin d'étude a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. 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 Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à garantir et d'assurer la stabilité totale de la structure, et sa résistance et sa durabilité d'éviter ainsi un surcout important pour sa réalisation tout en respectant le règlement en vigueur.

Notons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

En fin, le travail que nous présentons est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une récapitulative de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

* REGLEMENTS :

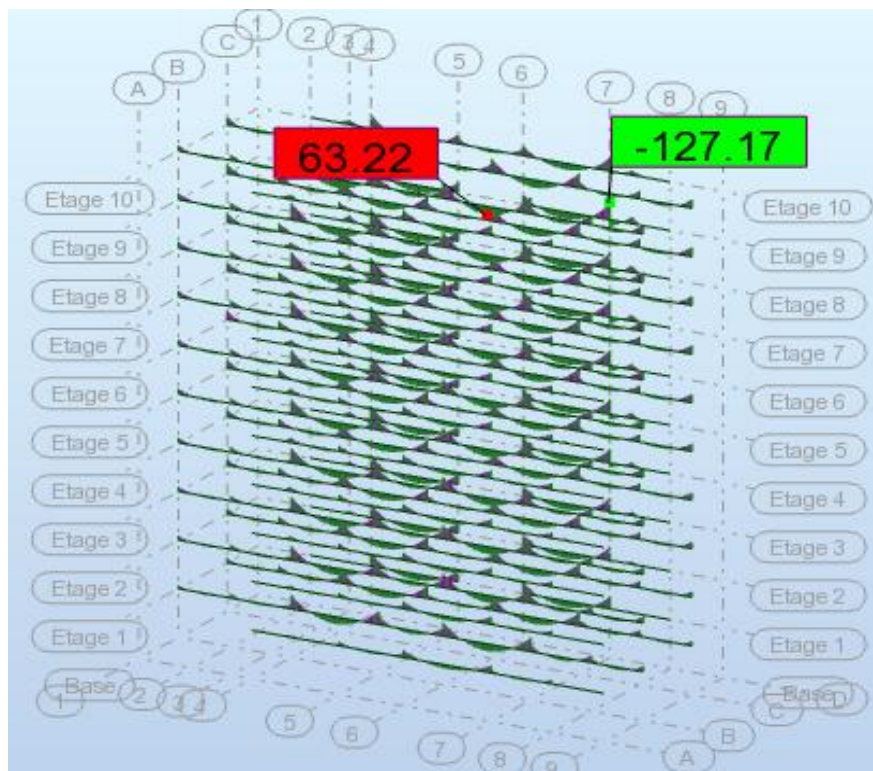
- ➔ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne..
- ➔ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ➔ **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire.
- ➔ **RNV99** : Règlement Neige et Vent 99
- ➔ **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

* LIVRE :

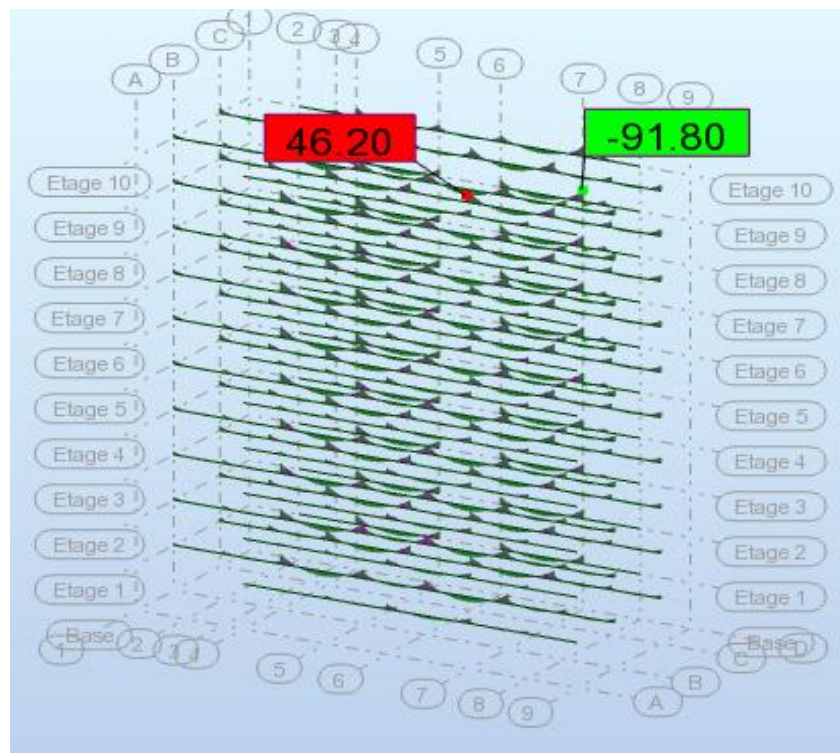
- ➔ Exercices De Béton Armé Selon Les Règles BAEL83 ,**Pierre CHARON**, Editions EYROLLES,1982
- ➔ Calcul Des Ouvrages En Béton Armé Suivant Les Règles BAEL83(Théorie et applications) ,**Pierre CHARON**,Edition EYROLLES ,1986.
- ➔ Pratique DU B.A.E.L.91(Cour avec exercices corrigés) ,Jean PERCHAT et Jean ROUX ,Edition EYROLLES , 1993.

* LOGICIELS :

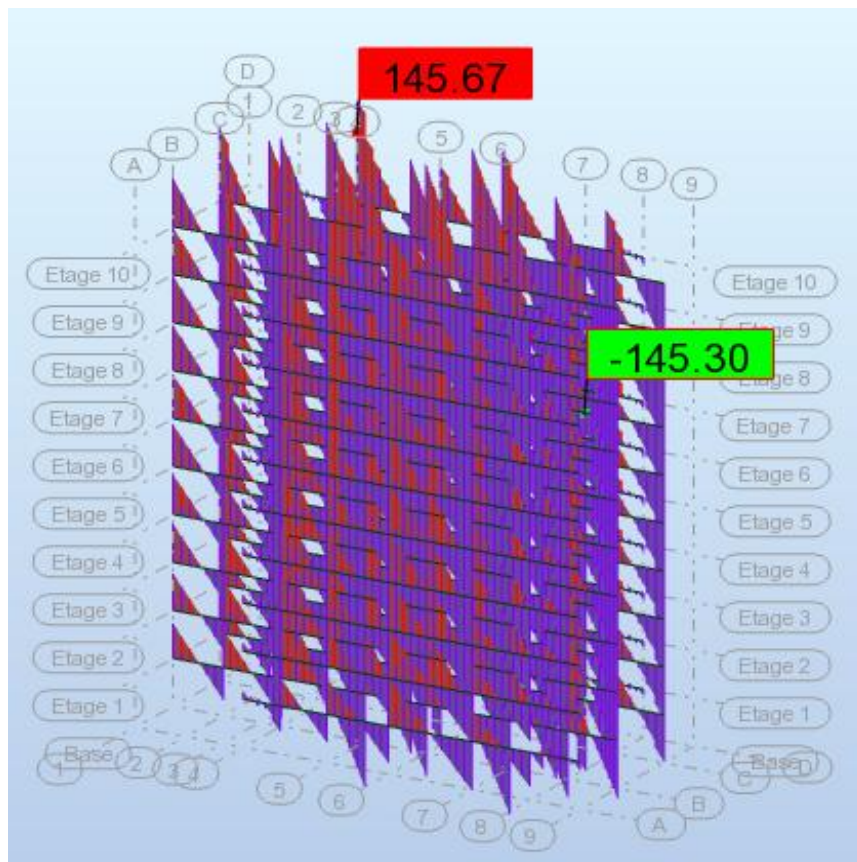
- ➔ AUTOCAD 2009.....**Dessin.**
- ➔ ROBOT 2011.....**Modélisation**
- ➔ WORD Office 2007**Traitement du texte.**



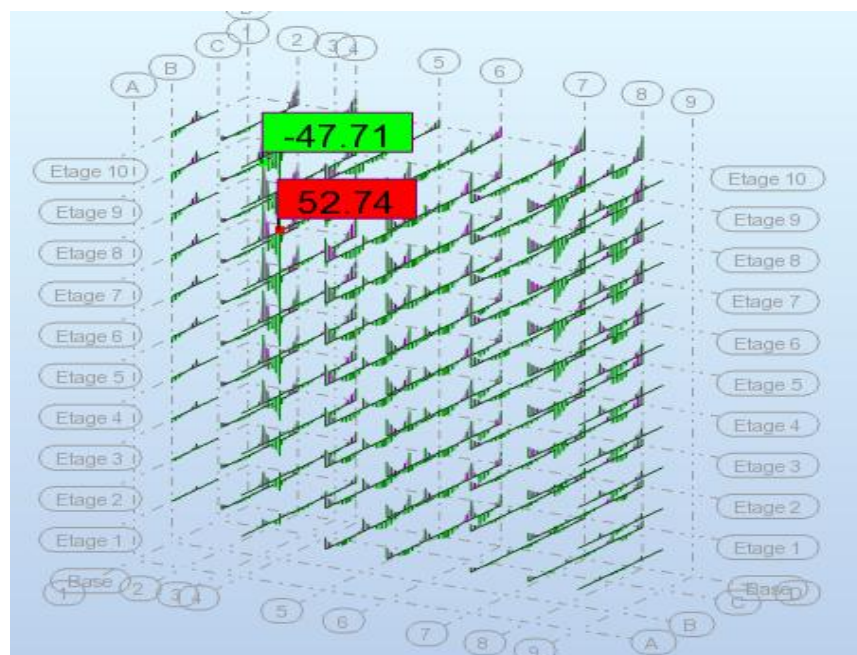
Moments poutres principaux à ELU



Moments poutres principaux à ELS

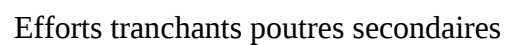
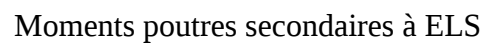


Efforts tranchants poutres principaux



Moments poutres secondaires à ELU

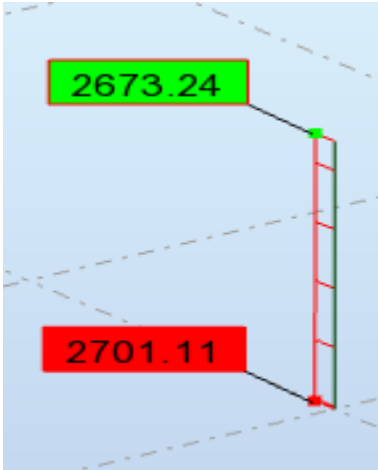
Projet : Bâtiment à usage d'habitation(R+9)



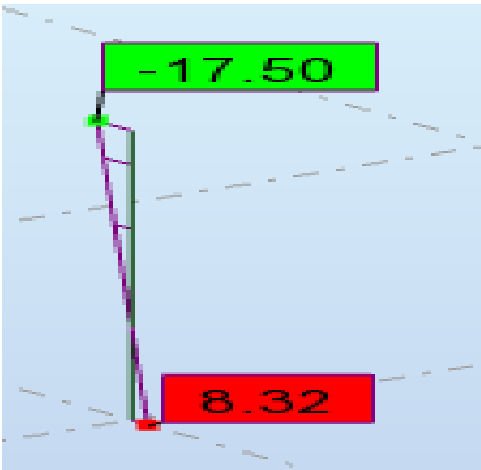
Structure

Projet : Bâtiment à usage d’habitation(R+9)

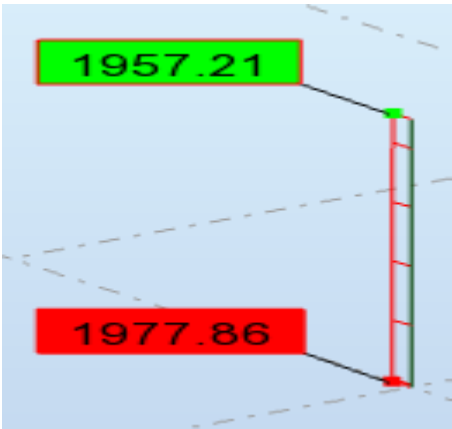
Poteaux



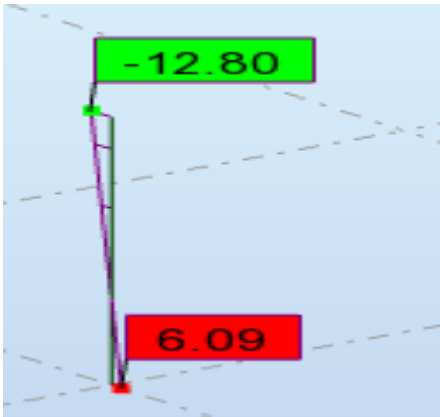
Nmax ELU



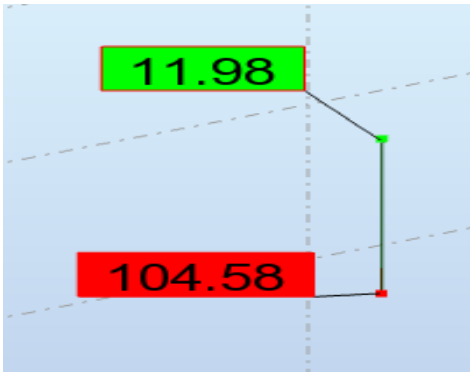
Mcorr



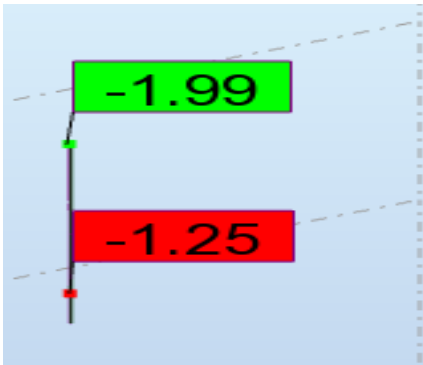
Nmax ELS



Mcorr



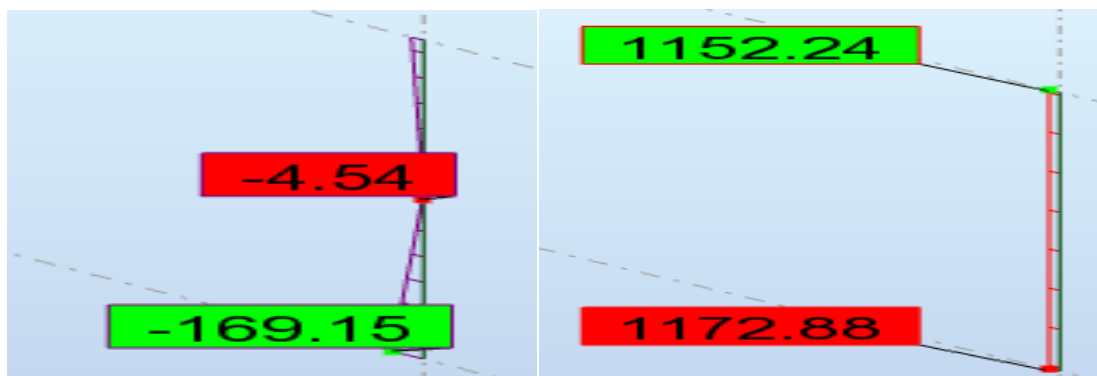
Nmin



Mcorr

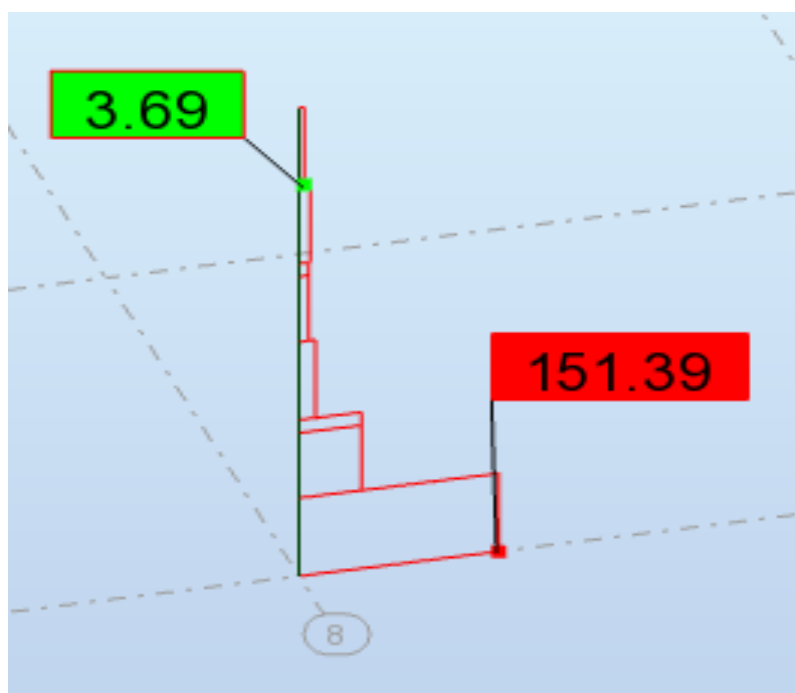
Structure

Projet : Bâtiment à usage d'habitation(R+9)



Mmax

Ncorr



Efforts tranchants

Structure

Fichier des résultat

Projet : Bâtiment à usage d'habitation(R+9)

	NRx [kN]	MRz [kNm]
MAX	-214,25	1170,88
Panneau	818	818
Coupe	54-15368	54-15368
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

Voiles

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	11,99	6,92	11,48	1,77	-0,00	-0,00	7,19
Barre	699	58	639	73	263	647	58
Noeud	294	42	282	57	127	260	42
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-0,13	-11,59	0,00	0,00	-11,48	-1,77	-0,44
Barre	28	639	263	647	639	73	36
Noeud	1	282	127	260	282	57	28
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Tableaux contraintes ELS

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2701,11	55,13	145,67	12,49	128,46	52,69
Barre	58	72	637	26	759	752
Noeud	42	28	279	29	310	289
Cas	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)
MIN	-63,90	-62,74	-145,30	-13,95	-127,21	-55,80
Barre	36	73	639	637	756	73
Noeud	28	57	282	280	307	57
Cas	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)

Tableau efforts ELU

Structure

Fichier des résultats

Projet : Bâtiment à usage d'habitation(R+9)

Cas	Type de charge	Liste				
1:poids propr	poids propre	1A14 17A21	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO:
2:G	(EF) surfacique uniforme	768	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,68	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	761A764 767	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,04	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	81A689P76	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,60	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	76A79 153A1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,04	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	761A764 767	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	687A689	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	611A613	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,35	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	535A537	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,20	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	459A461	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,05	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	383A385	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,90	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	78 79 81 155	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,75	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	685 686	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	609 610	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,15	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	533 534	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,80	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	457 458	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,45	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	381 382	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,10	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	76 77A305P7	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,75	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	774A806P4 7	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,10	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	774A806P4 7	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	776 777A809	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,04	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	776 777A809	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global
2:G	charge uniforme	690 696A698	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,71	global
2:G	charge uniforme	24 26 34A39	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,93	global

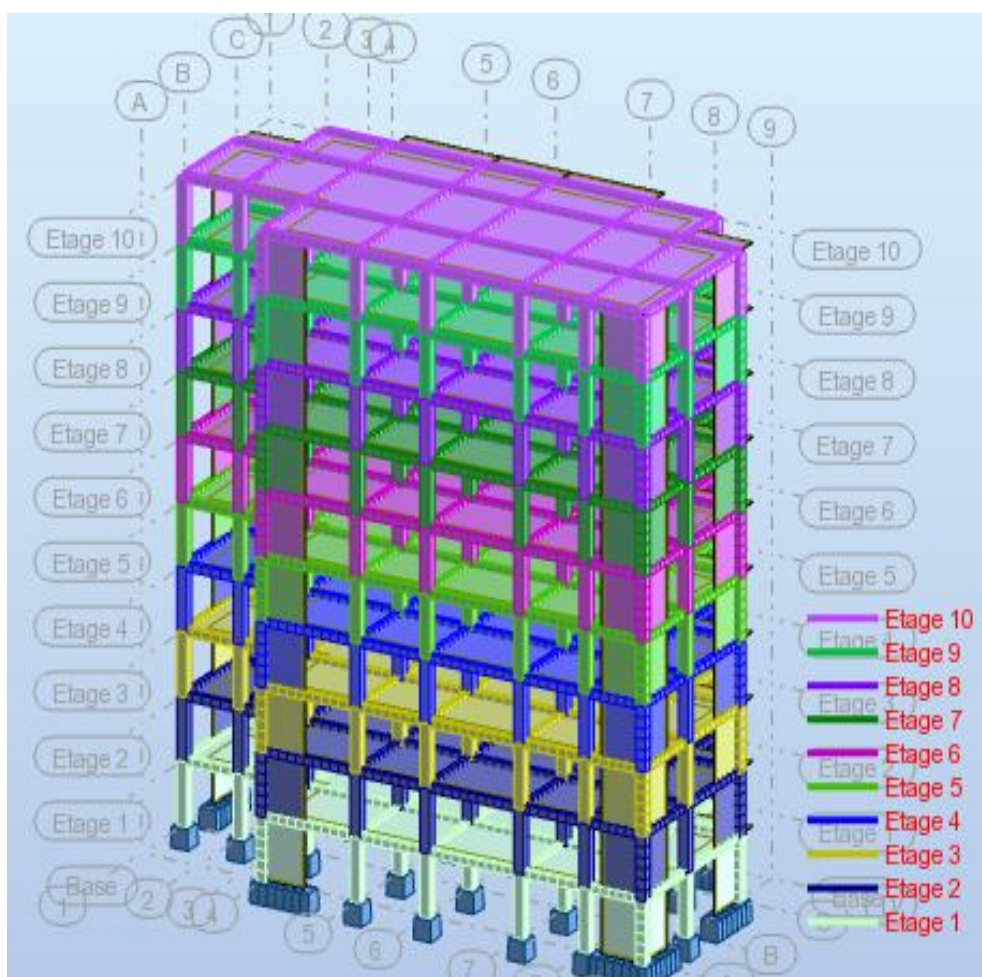
Tableau chargements

Cas 6 (C)	ELS					
Somme totale	-0,00	0,00	37615,13	118,43	-7,65	0,57
Somme réactions	-0,00	0,00	37615,13	259969,94	-576276,43	-0,02
Somme efforts	0,0	0,0	-37615,13	-259969,96	576276,43	0,0
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,02	-0,00	-0,02
Précision	4,27962e-06	1,72648e-14				

Tableau Réactions a ELS

Cas 5 (C)	ELU					
Somme totale	-0,00	0,00	51362,44	163,37	-10,44	0,80
Somme réaction	-0,00	0,00	51362,44	355386,14	-786833,90	-0,03
Somme efforts	0,0	0,0	-51362,44	-355386,16	786833,89	0,0
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,03	-0,00	-0,03
Précision	6,01635e-06	2,54857e-14				

Tableau Réactions a ELU

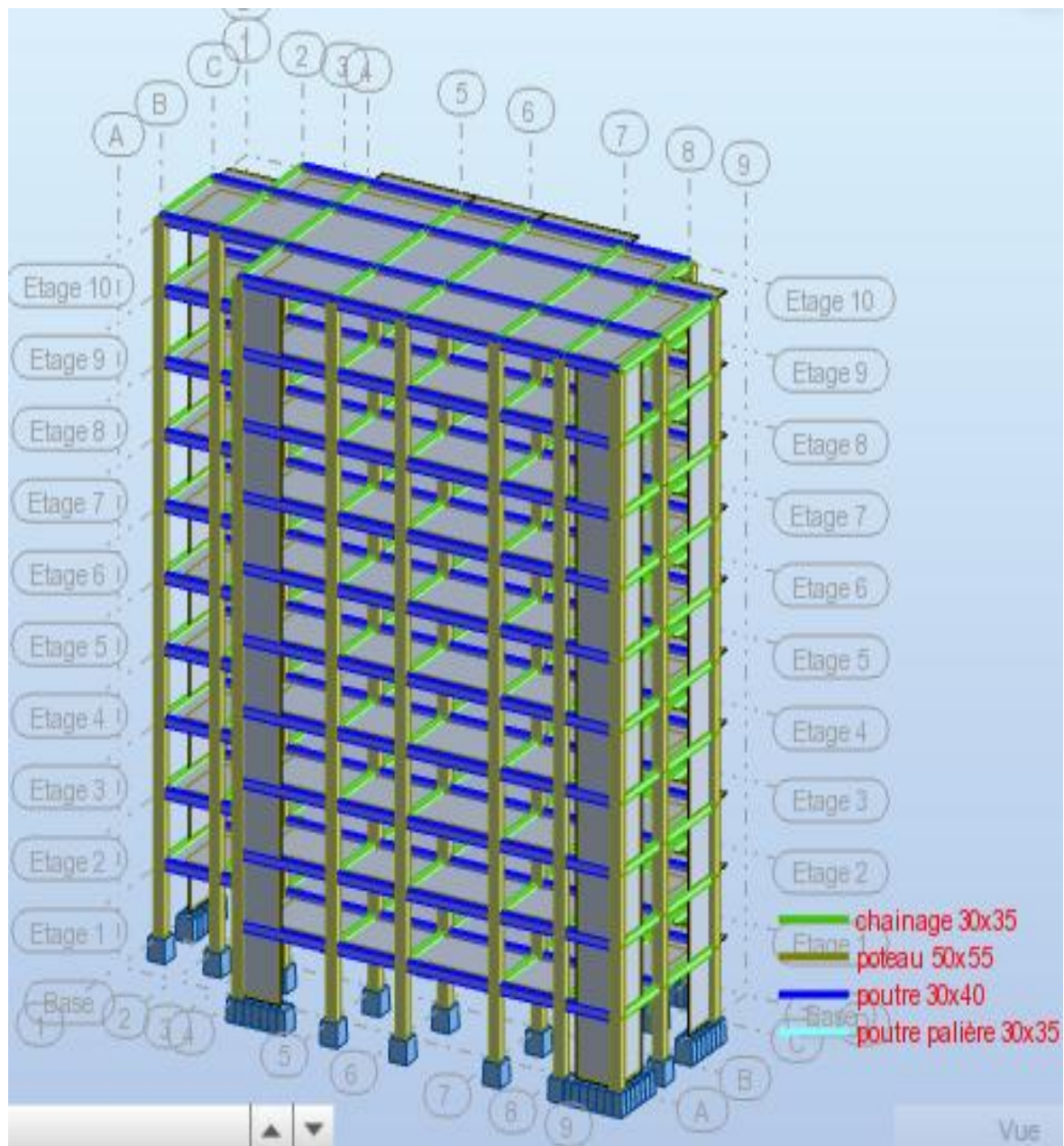


LES ETAGES

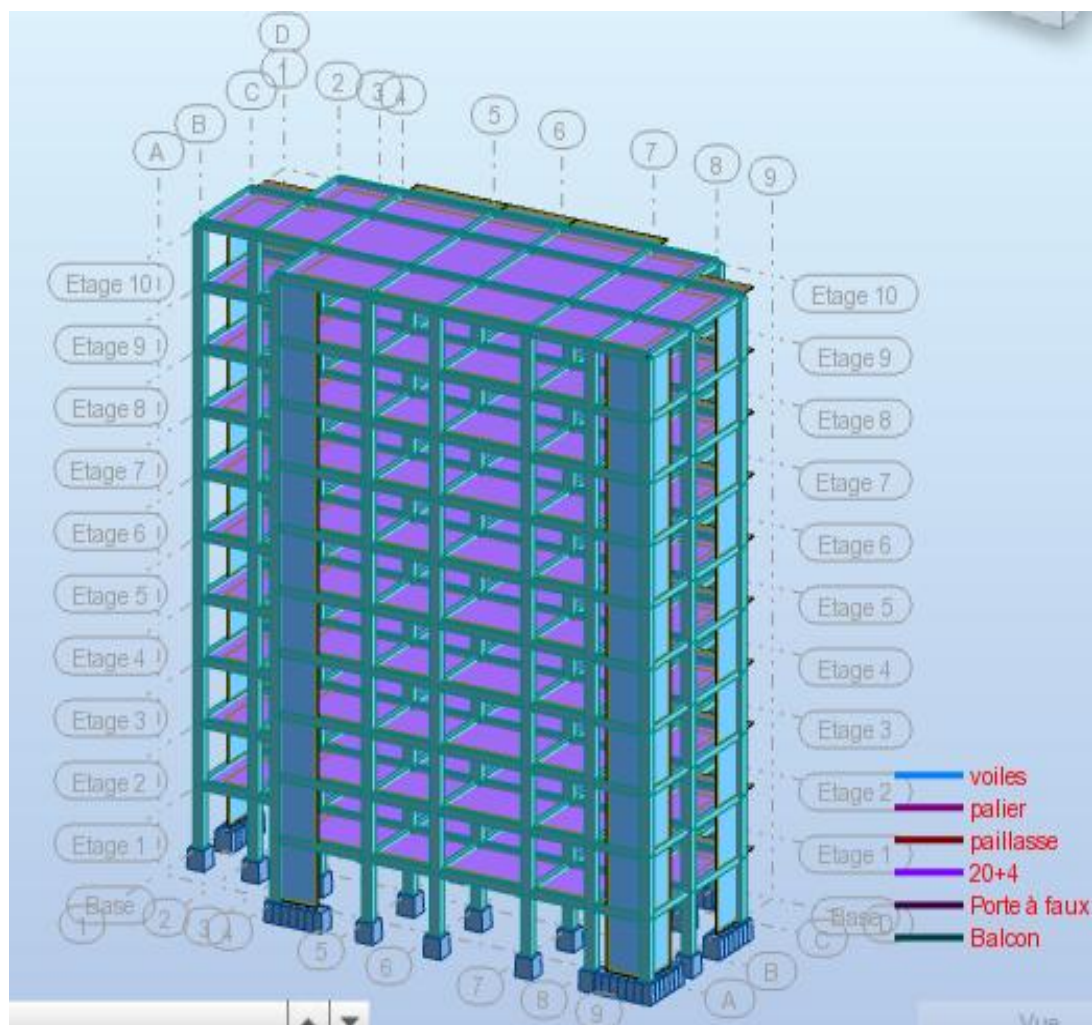
Structure

Fichier : **modélisation de la structure**

Projet : Bâtiment à usage d'habitation(R+9)



ELEMENTS BARS



LES PANNEAUX

ملخص

الهدف من هذا المشروع هي دراسة تقنية لعمارة مؤلفة من (09) طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي ذو طابع سكني (R+09) الذي تم بنائه في ولاية سطيف والتي تصنف على أنها منطقة زلزالية متوسطة حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل RPA99 ver 2003 ولقد اخترنا في دراستنا الجملة الإنشائية التفاعلية (المختلطة) بين الإطار العزمي و جدران القص (contreventement mixte) استعملنا القوانين الجديدة مثل :

RNV99 و BAEL91 و RPA99 V 2003

المذكورة تتناول وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة ،بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية ،كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية و الثانوية للبناية سنستعمل برنامج ROBOT للقيام بالدراسة الزلزالية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية. في الأخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل. العمل الذي قدمناه هو تتويج لخمس سنوات من الدراسة، نأمل أننا حققنا أهدافنا بحيث سيتم استخدام هذه المعرفة في حياة العملية ان شاء الله

RESUME

Le but de mon travail est de faire une étude de bâtiment de **R+09** à usage d'habitation implanté à **Sétif** qui est classé comme zone de forte sismicité selon le **RPA99** version **2003** après l'étude dynamique de la structure on a pu adopter un système de contreventement mixte assuré par des Portiques et des Voiles. Se compose entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher), et on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot. L'étude dynamique a été réalisée sur le logiciel **ROBOT 2018**. on termine le travail avec une conclusion générale.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.