

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2019

Faculté : Sciences de l'Ingénierat
Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER
Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION
EN BETON ARME, A CONTREVENTEMENT
MIXTE (RDC+10)**

Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Par :
Otmania Mohamed Lakhdar

DIRECTEUR DE MEMOIRE : HAMMOUDA Abdelaziz MC A UBM ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT: H. CHAOUICHE A/Madjid
EXAMINATEURS : SELOUGHA Mokhtar

JUILLET 2019

Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

Notre promoteur **Mr HAMMOUDA ABDELAZIZ**, pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette recherche.

nos parents qui nous ont suivis pendant nos études

Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme du master.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,

Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire badji mokhtar annaba et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

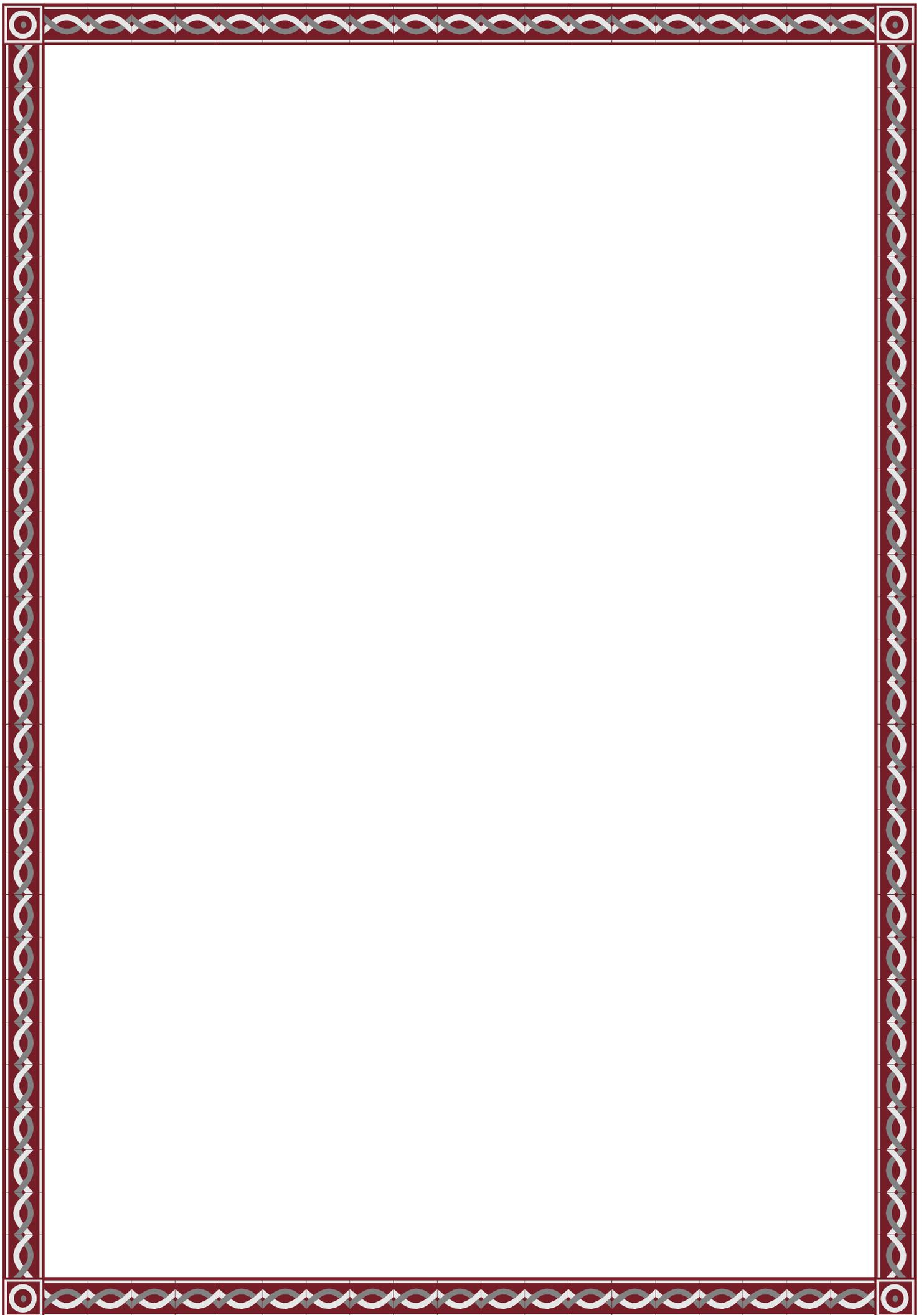
Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion

2018-2019 de génie civil de l'université **Badji mokhtar**, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.



Djelaili cherif

Boukria hamid - Otmania Med Lakhdher



SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1 introduction.....	01
I.2 Le Présentation de notre ouvrage.....	01
I.3 Choix d'une structure	01
I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment	01
I.5 Caractéristiques géométriques du sol	02
I.6 Les éléments d'une construction	02
I.7 Les charges	03
I.8 Conception de la structure	03
I.9 Les caractéristiques mécaniques des matériaux	04
I.10 Combinaison de calcul	07
I.11 Les règlements utilisent.....	07
I.12Les logiciels utilisent.....	08

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1 Introduction	09
II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants	09
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers	09
II.3 Descente des charges	09
II.3.1 Charge Permanente.....	10
II.3.2 Surcharge d'exploitation	10
II.3.3 Evaluation des charges	11
II.4Pré dimensionnement des éléments porteurs	11
II.4.1 Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.5Pré dimensionnement des poteaux	12
II.5.1 Méthode de calcul.....	13
II.5.2 Calcul de la section du poteau.....	13
II.6 Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.6.1 Voiles du contreventement.....	14

CHAPITRE III : Evaluation des charges et descentes des charges

III.1 Introduction	15
III.2 Pré dimensionnement des éléments résistants	15

III.2.1 Pré dimensionnement des planchers	16
III.3 Descente des charges	16
III.3.1 Charge Permanente.....	16
III.3.2 Surcharge d'exploitation	17
III.3.3 Evaluation des charges	18
III.4Pré dimensionnement des éléments porteurs	18
III.4.1 Pré dimensionnement des poutres.....	19
III.5Pré dimensionnement des poteaux	20.
III.5.1 Méthode de calcul.....	20.
III.5.2 Calcul de la section du poteau.....	30

CHAPITRE IV : *Etude des planchers*

IV.1 Introduction	33
IV.1.1 Définition	33
IV.1.2 Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher	33
IV.2 Etude de plancher	33
IV.2.1 Plancher en corps creux.....	33
IV.2.2 Étude des poutrelles	33
IV.3 méthode de calcul	34
IV.3.1 la méthode de Caquot	34
IV.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)	34.
IV.4 Calcul du ferrailage	35
IV.4.1 Ferrailage des poutrelle E.L.U	65
IV.4.2 Vérification à E.L.S	68
IV.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant.....	68
IV.4.4 Diamètre des armatures transversales.....	72
IV.4.5 Calcul des contraintes suivant les sollicitations	72
IV.4.6 Ancrage des armatures.....	73
IV.5 Calcul de la flèche.....	73
IV.5.1 Vérification de la flèche.....	73
IV.5.2 Vérification des conditions	73
IV.5.3 Calcul des moments fléchissant	73
IV.6 Calcul des contraintes suivant les sollicitations.....	73

IV.6.1 Calcul de μ_g, μ_p, μ_j	73
IV.6.2 Calcul des moments d'inertie fictifs.....	73.
IV.7 Calcul de flèche (total et admissible)	73
IV.7.1 La flèche totale.....	73
IV.7.2 La flèche admissible.....	74

CHAPITRE V : *Etude des éléments secondaires*

V.1 Acrotère:	76
V.1.1 Définition.....	76
V.1.2 Ferrailage.....	80
V.2 Les escaliers.....	81
V.2.1 Introduction.....	81
V.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire	82
V.2.3 . Calcul de la poutre palière.....	93
V.2.4 . Ferrailage des escaliers.....	101
V.3 Ascenseur	102
V.3.1 Introduction.....	102
V.3.2 Calcul des Charges.....	104
V.3.3 Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur.....	111
V.5 Ferrailage de la dalle Flottante	112

CHAPITRE VI : *Etude sismique*

VI.1 Introduction	113
VI.2 Méthode de calcul	114
VI.2.1 Méthode statique équivalente	115
VI.2.2 Méthode dynamique modale spectrale	115
VI.3 Spectre de réponse de calcul.....	116
VI.3.1 Calcul du poids total de chaque plancher	117
VI.3.3 Évaluation de la force sismique	118
VI.4.1 Vérification des modes	120
VI.6 Stabilité du renversement dans les deux sens x et y	120
VI.7 Nombre de modes à considérer.....	120

VI.8 Calcul de la force sismique	133
VI.5 Justification vis à vis de l'effet PΔ	135

CHAPITRE VII : *Etudes des éléments structuraux*

VII.1 Introduction	137
VII.2 Ferrailage des portiques	137
VII.2.1 Ferrailage des poutres.....	139.
VII.2.2 Ferrailage des poteaux.....	152
VII.3 Etudes des voiles.....	164.
VII.3.1 Introduction.....	164
VII.3.2 Le système de contreventement.....	165
VII.3.3 Ferrailage du voiles.....	171

CHAPITRE VIII : *Etude de l'infrastructure*

VIII.1 Calcul des fondations.....	172
VIII.1.1 Introduction.....	172
VIII.1.2 Définition.....	173
VIII.2 Calcul du radier.....	175
VII .3 Ferrailage du radier.....	190
VIII.3.1 Ferrailage du voile périphérique	192
<i>Conclusion</i>	201
<i>Bibliographie</i>	202

LISTES DES TABLEAUX

Tableau II.1 :Charge permanente de plancher terrasse.....	10
Tableau II.2 : Charge permanente de plancher étage courant.....	10
Tableau II.3 : Dégression des Surcharges d'Exploitation.....	11
Tableau II.4 :Evaluation des charges.....	12
Tableau II.5 : Les sections des poutres sont résumées	13
Tableau II.6 : Récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.....	20
Tableau II.7 :Tableau de vérification des poteaux au flambement.....	21
Tableau III.1 :Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.....	35
Tableau IV.1 : Descente de charge (volée)	48
Tableau IV.2 : Descente de charge (palier)	49
Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)	51
Tableau IV.4 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)	53
Tableau IV.5 : Les Dimensions des ascenseurs.....	67
Tableau IV.6 : Des Sollicitations à différentes des charges (E.L.U et E.L.S)	70
Tableau IV.7 : Les valeurs des moments et des contraintes	74
Tableau IV.8 : Les valeurs des moments d'inerties	75
Tableau V.1 : Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q	80
Tableau V.2 : L'effort tranchant	82
Tableau V.3 : Vérification des déplacements.....	83
Tableau V.4 : Vérification des modes.....	84
Tableau V.5 :Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x.....	85
Tableau V.6 : Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens.....	86
Tableau V.7 : Vérification de renversement.....	86
Tableau V.8 : Vérification L'efforts tranchant à la base	87
Tableau VI.1 : Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux	90
Tableau VI.2 :Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	95
Tableau VI.3 : les moments maximums (en travée et en appui)	96
et des efforts tranchants en(KN)	
Tableau VI.4 :Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	101
Tableau VI.5 :Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	102

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Diagramme contrainte-déformations du béton (E.L.U)	05
Figure I.2: Diagramme contraintes- déformations d'acier (E.L.U).....	06
FigureII.1: Coupe d'un plancher à corps creux	09
FigureII.2: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	10
Figure II.3: Schéma des poutrelles	15
Figure II.4: Dimensions adoptées des poutrelles	15
Figure II.5: Section afférente d'un poteau sollicité	15
Figure II.6: Hauteur libre de poteau	17
Figure II.7: Coupe de Voile.....	21
Figure III.1: Schéma de poutrelle.....	24
Figure III.2: Schéma statique des poutrelles.....	24
Figure III.3: Diagramme des moments fléchissant (Type1: plancher étage)	27
Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants (Type1: plancher étage)	27
Figure III.5: Diagramme des moments fléchissant (Type 1:plancher terrasse)	29
Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants (Type 1:plancher terrasse)	30
Figure III.7: Schéma statique des poutrelles	30
Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant (Type 2)	31
Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants (Type 2)	32
Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant (Type 3)	34
Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants (Type 3).....	34
Figure III.12: Dimensions des poutrelles.....	35
Figure III.13: Schéma de l'ancrage.....	39
Figure III.14: Ferraillage de poutrelle	40
Figure IV.1: Schéma d'un escalier	41
Figure IV.2: Schéma statique d'un escalier	41
Figure IV.3: Diagrammes des sollicitations(E.L.U)	41
Figure IV.4: Diagramme des moments retenus (E.L.U)	42
Figure IV.5 : Diagrammes des sollicitations(E.L.S).	42

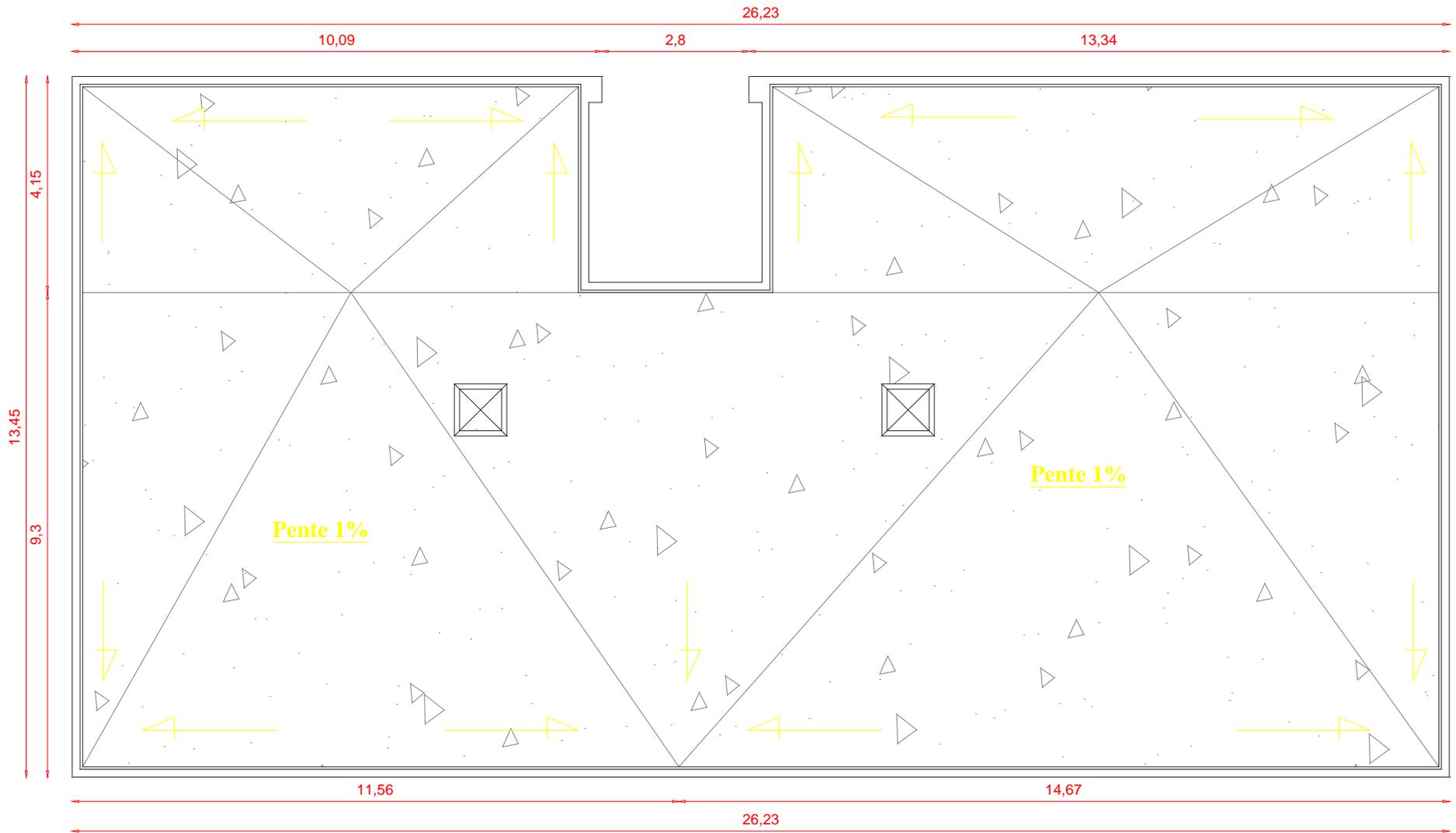
Figure IV.6: Diagramme des moments retenus (E.L.S)	43
Figure V.1: Coupe de l'acrotère.....	76
Figure V.2: Schéma statique de l'acrotère.....	77
Figure V.3: Ferraillage de l'acrotère.....	80
Figure V.4: Schéma Escaliers	81
Figure V.6: Présentation de la poutre palière.....	94
Figure V.7: Diagramme des Moments de la poutre palière	95
Figure V.9: Ferraillage de la poutre palière	100
Figure V.11: Coupe de la dalle flottante.....	112
Figure VI.1 : Disposition des voiles V 1.....	122
Figure VI.2: Disposition des voiles V 2.....	123
Figure VI.3: Vue de la structure 3D	125
Figure VII.1: Ferraillage des poutres principales.....	149
Figure VII.2: Schéma de ferraillage de la poutre secondaire.....	151
Figure VII.3: Présentation de la zone nodal.....	152
Figure VII.4: Disposition des armatures verticales dans les poteaux.....	157
Figure VII.5: Ferraillage des poteaux (45x45)cm.3 ^{eme} Etage jusqu'à 5 ^{eme} Etage.....	159
Figure VII.5: Disposition du ferraillage du voile.....	171
Figure VIII.1: Schéma du Semelle isolée	173
Figure VIII.3: Schéma du Semelle Filante	174
Figure VIII.3: Schéma du Radier	175
Figure VIII.4: Schéma du voile périphérique	192
Figure VIII.12: Schéma de ferraillage du voile périphérique	198

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

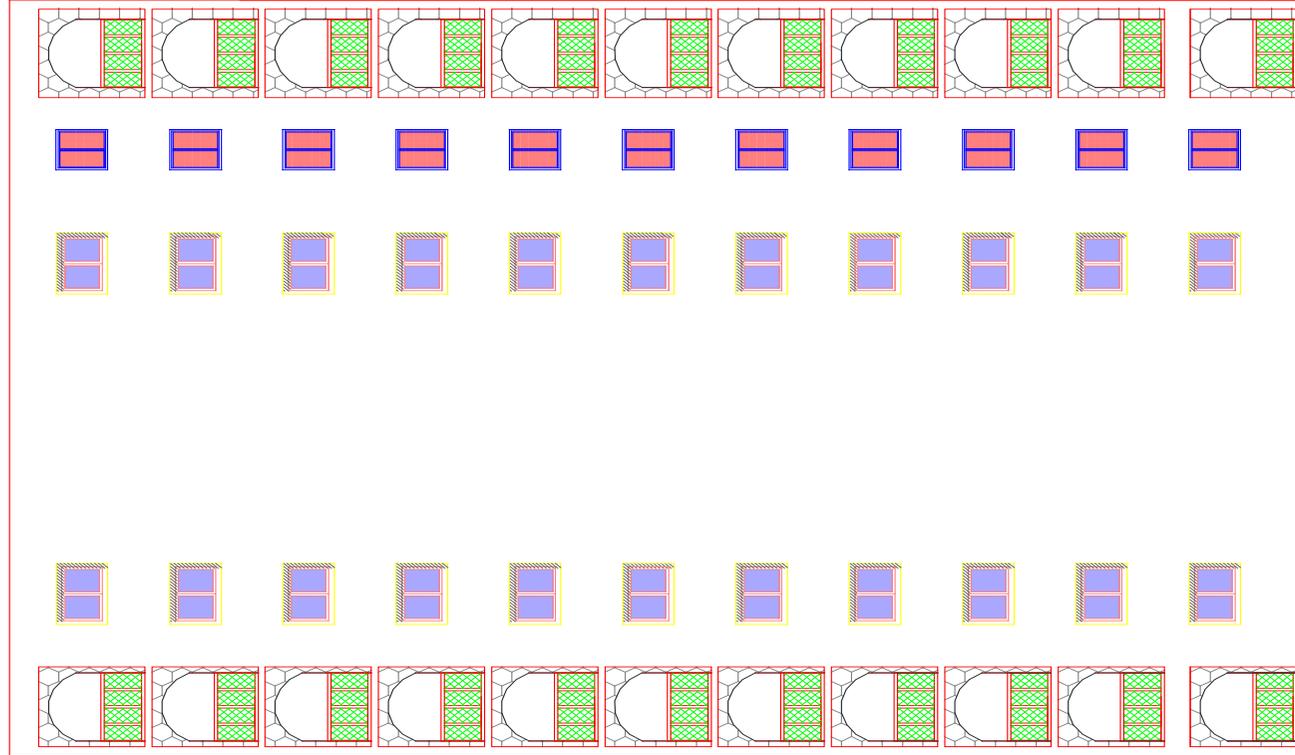
A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau

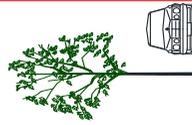
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_b : charge linéaire induite par les marches
q_{eq} : charge linéaire équivalente
q_l : charge linéaire
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
q_P : charge linéaire du palier
s : espacement
t : espacement ; période
x : abscisse
y : ordonnée
y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
λ : Élançement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : contrainte de béton ou d'acier
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ψ : Coefficient de pondération
ξ : Pourcentage d'amortissement critique
δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
Σ : Sommation
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

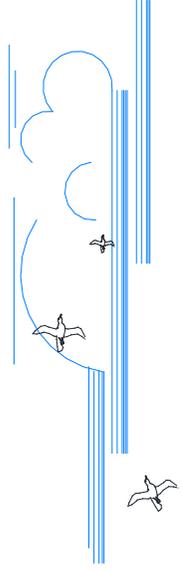


Vue en plan Terrasse :Ech 1/50

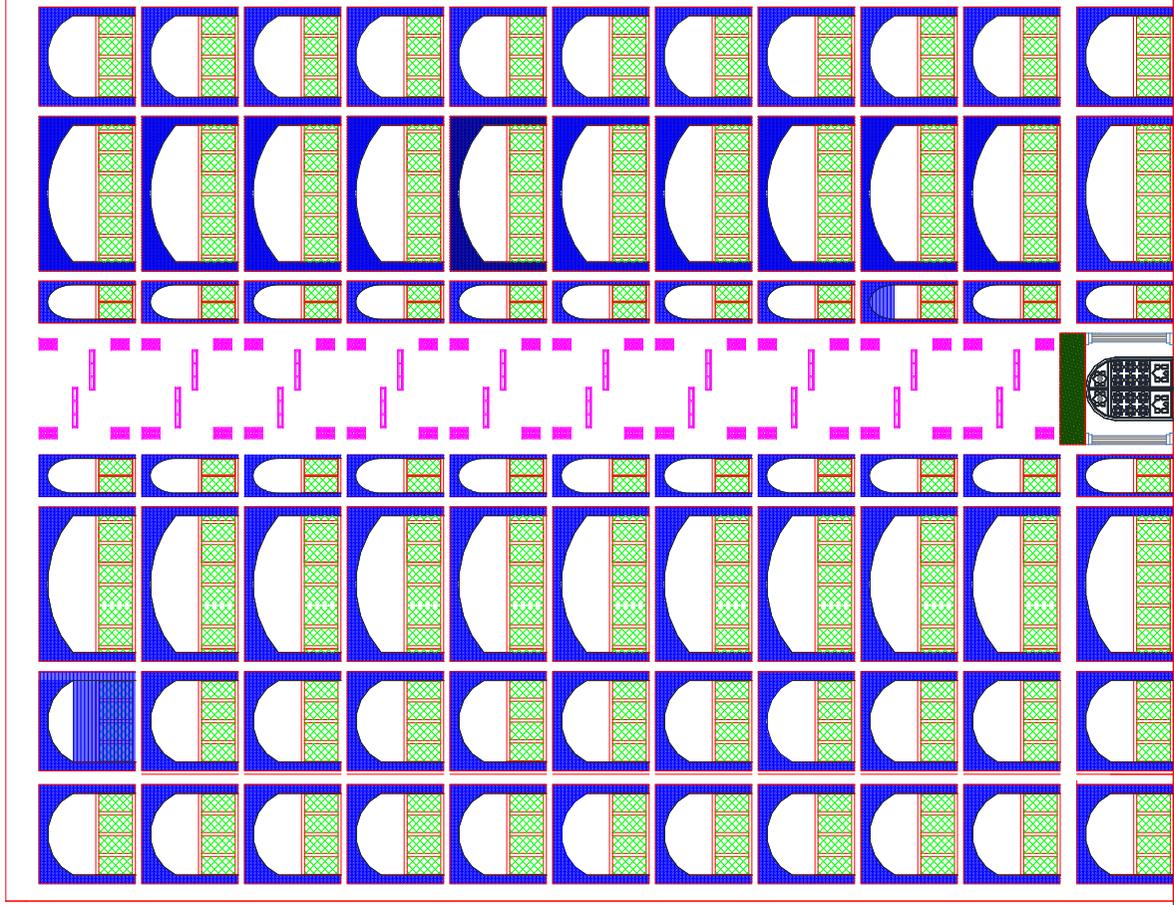


FACADE LATÉRALE

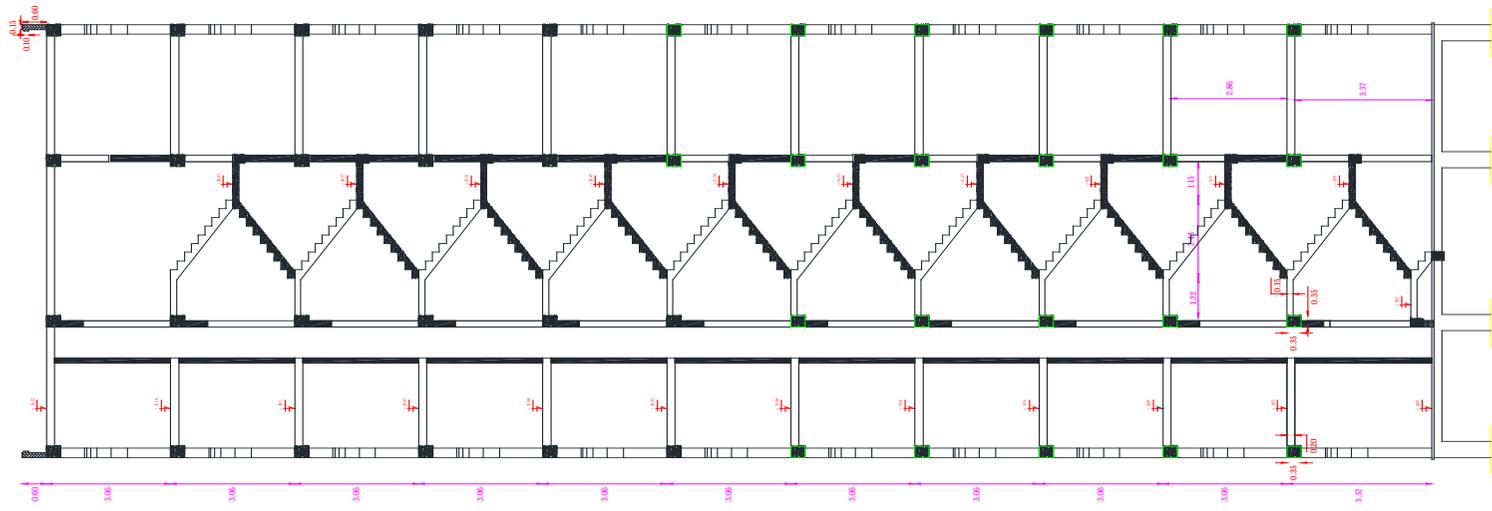




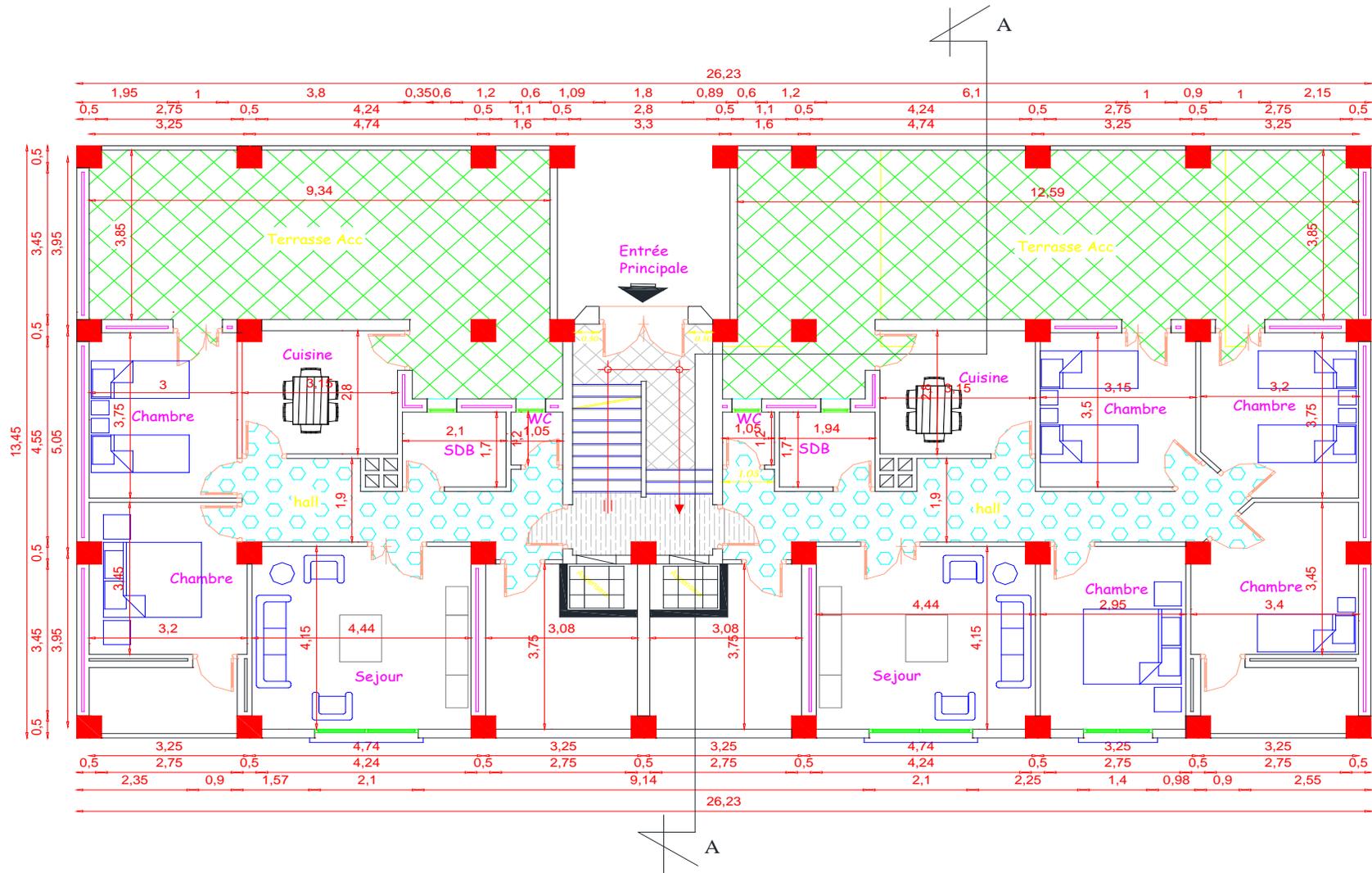
0,85



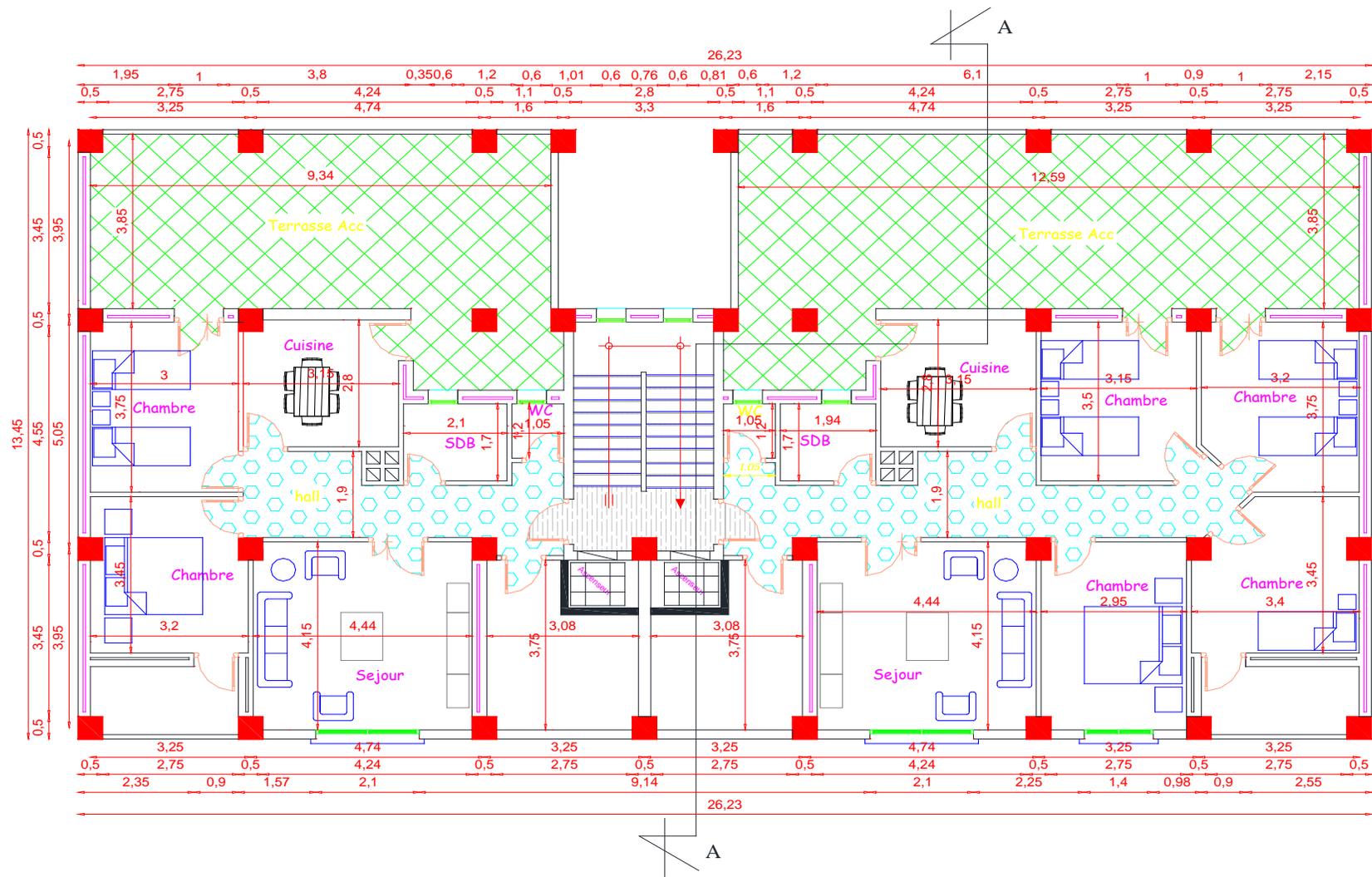
FACADE PRINCIPALE



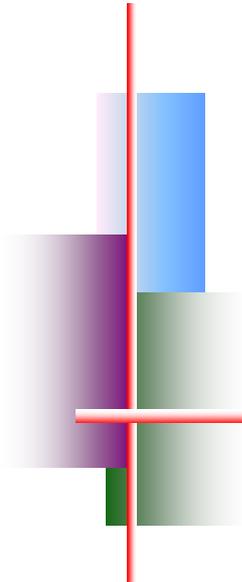
COUPE A-A



Vue en plan RDC :Ech 1/50



Vue en plan Etage courant :Ech 1/50



CHAPITRE I



Présentation du projet

I.1 Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

Présentation de notre ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (R+10) Contreventé par voile, situé au niveau de la wilaya de Skikda (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

I.3 Choix d'une structure

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I.4 caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 3,57$ m.
- Hauteur totale de bâtiment $H = 34,17$ m.
- Cage d'escaliers : $3,30 \times 5,05$ m².
- Cage d'ascenseur : $2 \times (1,05 \times 1,425)$ m².
- Largeur du bâtiment $B = 13,45$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 26,23$ m.

I.5 Caractéristiques géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1.8$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I.6. Les éléments d'une construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers mécaniques, escaliers.
- l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

I.7. Les charges

Elles sont classées:

- En charges « statiques » : Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble . Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.
- En charges dynamiques: Ce sont les forces sismiques.

I.8 Conception de la structure

1. Planchers

Nous avons utilisé un seul type de plancher : Plancher a corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse avec une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

2. Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

3. Escaliers

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

4. Ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels . Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

5. Maçonnerie

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Des murs de 20 cm
- Et les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

6. Revêtement

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

7. Fondations :

L'infrastructure est un système qui doit former un ensemble résistant et rigide.

Cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .

Le système de fondation doit être homogène.

8. Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1. Le Béton

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Composition du béton :**

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

- **Résistance caractéristique :**

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{T28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$.

- **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

a. État limite ultime de résistance « E.L.U.R » :

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]} \dots\dots\dots \text{I.1}$$

La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si } 2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots \text{I.2}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases} \dots\dots\dots I.3$$

Avec :

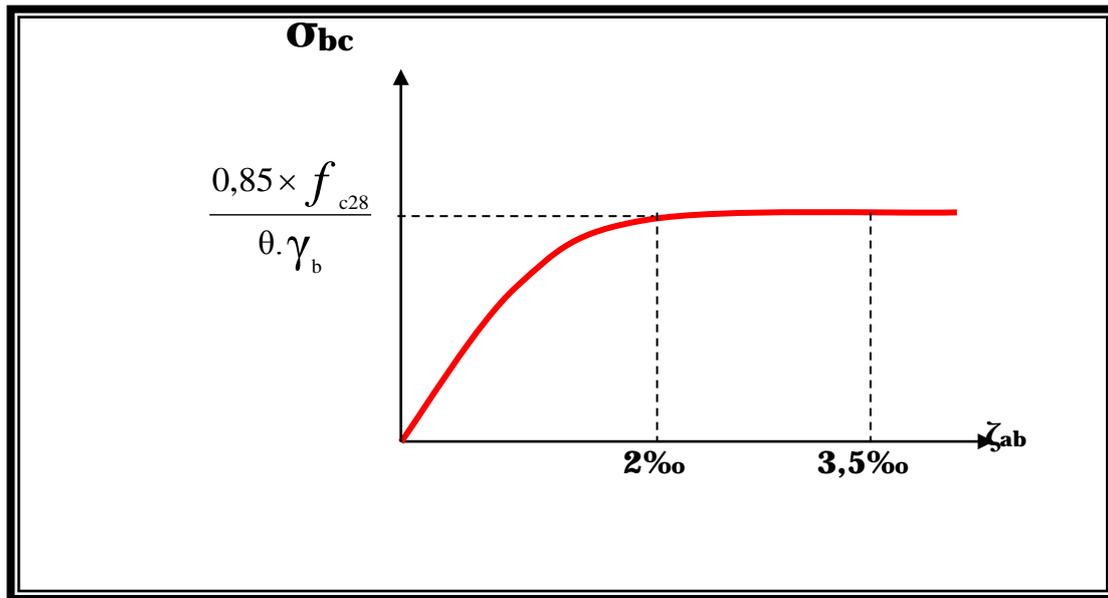


Figure I.1 Diagramme Contrainte déformations du béton

b. État Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

2. Les Armatures

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

- **Type d'acier utilisé :**

- Barres lisses \longrightarrow FeE 235
- Barres à haute adhérence \longrightarrow FeE400

➤ Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence \Rightarrow FeE520

• **Contrainte de calcul d'acier :**

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

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400$ Mpa.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5$ Mpa.

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}.$$

Si $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s$.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$

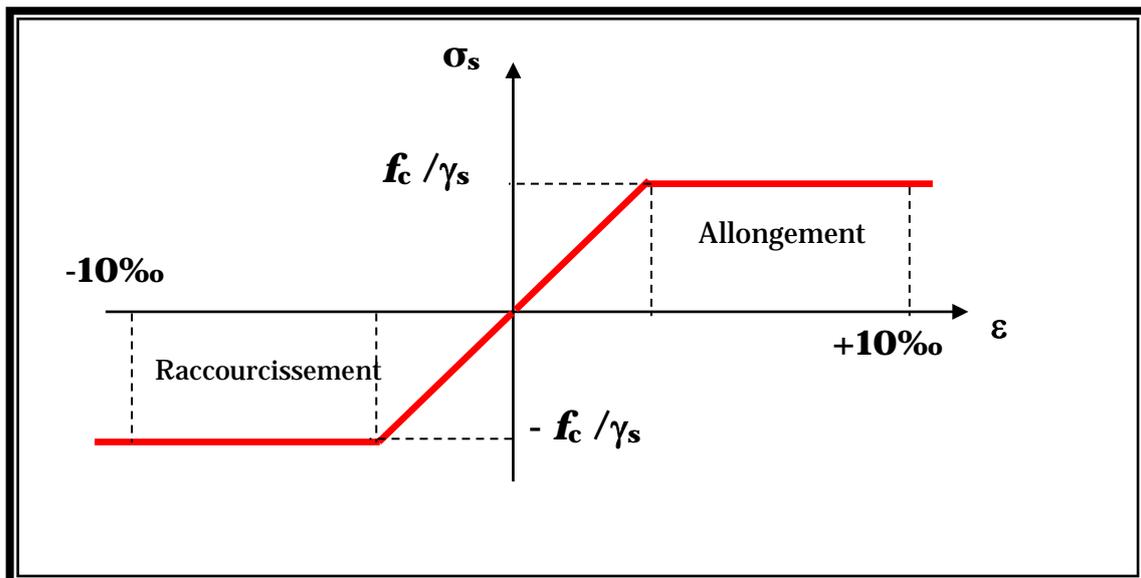


Figure I.2 Diagramme contrainte déformation d'acier

b. État Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- ✱ Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .
- ✱ Fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e \cdot 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right) \dots\dots\dots \text{I.10.}$$

- ✱ Fissuration très préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e \cdot 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right) \dots\dots\dots \text{I.11.}$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

I.10. Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- ✱ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

- ✱ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

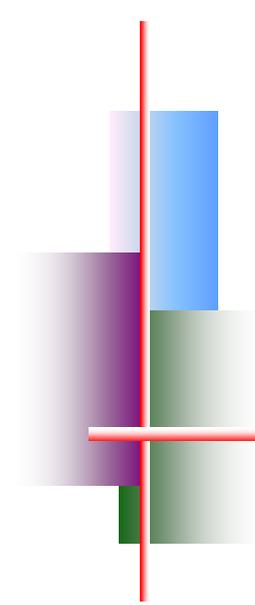
E : L'effort de séisme

I.11 Les règlements utilisent

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99.
- R.P.A 99 Version2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I.12 LES LOGICIELS UTILISES

- *ROBOT 2018.(Version 9.5.0) : Pour la modélisation de la structure.*
- *EXPERT 2010.(Version 9.5.0) : Pour calcul Ferrailage.*
- *AUTOCAD 2016 : Pour les dessins des plans.*



CHAPITRE III



Prédimensionnement des éléments

 *Les poutrelles*

 *Les poutres principales*

 *Les poutres secondaires*

 *Les poteaux*

 *Les voiles*

II.1 Introduction

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant: RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants:

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
 - Plancher étage habitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Dans notre structure, on utilise Le types de planchers :
 - Plancher à corps creux FigureII.1

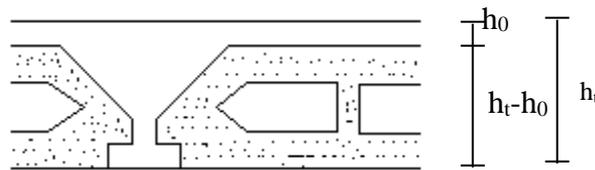


Figure II.1 Coupe d'un plancher à corps creux

- ht : L'épaisseur totale du plancher.
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelles.

II.2.2. pré dimensionnement des poutrelles

Plancher (Corps Creux,)

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le **BAEL91** :

$$h_t > \frac{L}{22,5} ; \quad L = 4,24 \text{ m.}$$

$$h_t = 0,188\text{m} \Rightarrow \text{Plancher (16 + 4).}$$

Avec : 4cm : épaisseur de la table de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.

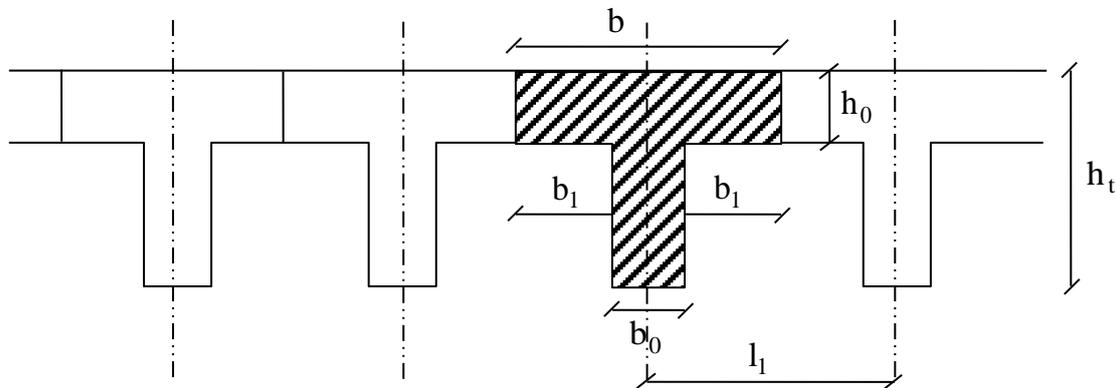


Figure II.2 Schéma des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

- **Largeur de la poutrelle b_o :**

$$0,3h_t < b_o \leq 0,4h_t \rightarrow 0,3 \times 20 < b_o \leq 0,4 \times 20 \rightarrow 6 < b_o \leq 8$$

Pour la largeur de la nervure on adopte $b_o = 12 \text{ cm}$

Selon le B.A.E.L 91 modif 99

Avec : L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

- Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour $L_n = 60 \text{ cm}$ et $L = 424 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{424}{10} = 42,4 \text{ cm.} \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 42,4)$ On prend donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 4).

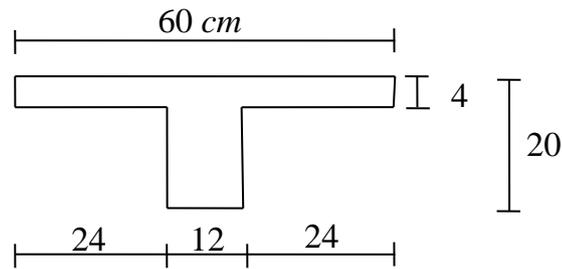


Figure II.3 Dimensions adoptées des poutrelles

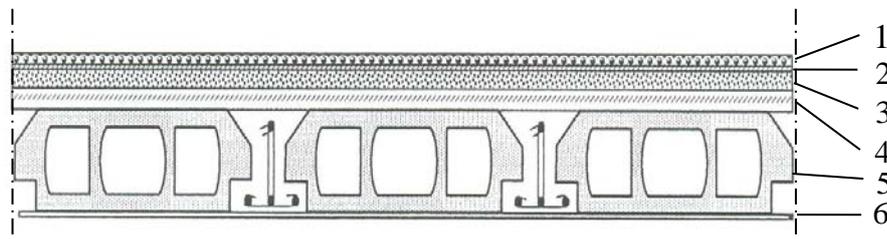


Figure II.4 Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.3.1 Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

a. Pré dimensionnement des poutres principales [P.P]

a.1 .Critère de rigidité :

D'après BAEL 91:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h < b \leq 0,4h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour } L = 505 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 33.66 \leq h \leq 50,5 & \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 12 < b \leq 16 & \rightarrow b = 35 \text{ cm.} \end{cases}$$

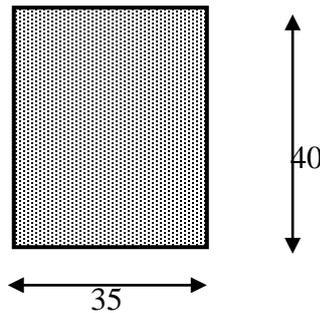


Figure II.5 Dimensions adoptées des poutres principales

a.2. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ (40/35) = 1,14 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(40 \times 35) \text{ cm}^2$.

b. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]

D'après BAEL 91:

b.1. Critère de rigidité :

$$\text{Pour } L = 474 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 30,26 \leq h \leq 47.4 & \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 10,5 < b \leq 14 & \rightarrow b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

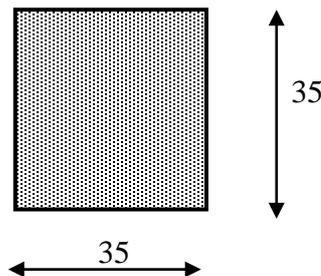


Figure II.6 Dimensions adoptées des poutres secondaires

b.2. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1,00 \leq 4 \end{cases}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 résumées Les sections des poutres

Poutres	Section (cm ²)
Principales	(35x40)
Secondaires	(35x35)

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'E.L.U et en compression simple et selon la méthode donnée dans le CBA 93 art B.8.4 avec un effort normal calculé selon la descente des charges de tous les étages.

les dimensions des poteaux d'après le plan d'architecture sont différentes à tous les niveaux. on a choisis de vérifier un seul poteaux de dimension $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

- d'après B.A.E.L 91 on vérifié la condition de flambement:

$$\frac{L_f}{b} \leq 14,4.$$

- $L_f = L_0$: étant la longueur de flambement selon l'article B.8.3,3 cas des bâtiments d'après le B.A.E.L 91

- L_0 : la longueur libre de poteaux:

$$L_0 = 357 - 40 = 317 \text{ cm} \quad L_f = 317 \text{ cm}$$

$$B \geq \frac{317}{14,4} = 22,01 \quad \Longrightarrow \quad b = 50 \geq 22,01 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

D'après RPA 99 ver 2003 pour la zone **II** comme dans notre cas:

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \min(50, 50) \geq 25 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\min(b, h) \geq L_0 / 20 \quad \Longrightarrow \quad \min(50, 50) \geq 312 / 20 = 15,6 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$$\bullet \quad \frac{b}{4} < h \leq 4b \quad \Longrightarrow \quad \frac{50}{4} < h \leq 4 \times 50 \quad \Longrightarrow \quad 12,5 < h \leq 200 \dots \text{vérifiée}$$

On adopte le dimensionnement des poteaux sur les étages suivants:

- ❖ RDC jusqu'a 2^{ème} Etage on adopte une dimension de (50x50) cm²
- ❖ 3^{ème} jusqu'a 5^{ème} Etage on adopte une dimension de (45x45) cm²
- ❖ 6^{ème} jusqu'a 8^{ème} Etage on adopte une dimension de (40x40) cm²
- ❖ 9^{ème} jusqu'a 10^{ème} Etage on adopte une dimension de (35x35) cm²

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

II.6.1 Voiles du contreventement

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$$L \geq 4a$$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

1. RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{3,57}{20} = 17,850 \text{ cm.}$$

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

2. Étage

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm.}$$

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

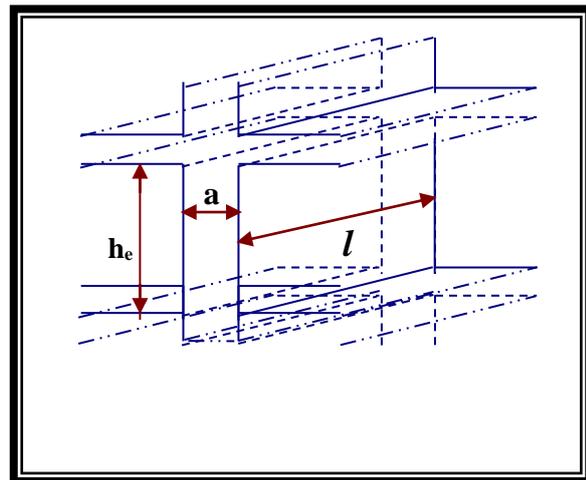
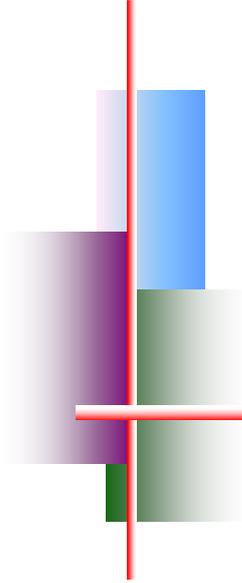


Figure II.7 : Coupe de Voile



CHAPITRE III



*Évaluation
et déscente des charges*

III.1 Introduction :

✓ **Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaire sont en général de :

- * Les charges permanentes qui présente le poids mort **G**.
- * Les charges d'exploitation ou surcharges **Q**.

- **Les charges permanentes G :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

- **Les charges d'exploitation Q:**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

III-2. Évaluation des charges:

1-Plancher terrasse à Corps Creux

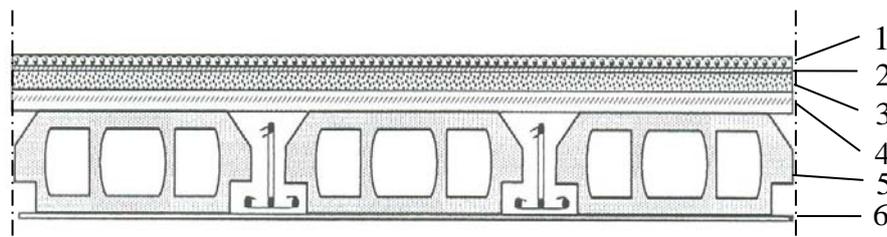


Figure III.1 détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

-- Les charges permanentes :

Tableau III.1 charge permanente de plancher terrasse

Plancher	G (KN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm).	0,96
2. Etanchéité Multicouche (2 cm).	0,12
3. Béton en Forme de Pente (1%).	2,20
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,16
5. Corps Creux (16+4).	2,80
6. Enduit en plâtre	0,27
	G_t = 6,51

b- plancher étage courant

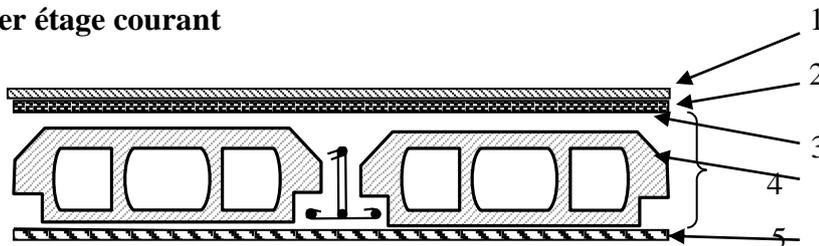


Figure III.2 détail des constituants du plancher d'étage courant

Tableau III.2 charge permanente de plancher étage courant

Plancher	G (KN/m ²)
1. Cloison légère	1,00
2. Carrelage + mortier	1,00
3.. - Sable de pose (ep=03 cm)	0,54
4 - Dalle à corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
5- Enduit au ciment (ep = 1,5 cm)	0,15
	G_e =5,50

- Surcharge d'exploitation

Le bâtiment est a usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.
 $Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant

2-Les cloisons:**a-cloisons extérieures doubles paroi :**

Tableau III.3 charge permanente des cloisons extérieures

Couche	Epaisseur (cm)	Poid volumiques	G (KN/m ²) Kn/m ²
1. Enduit extérieures en ciment (2 cm).	2	18	0,36
2. brique creuses (10 cm).	10		0,90
3. brique creuses (15 cm).	15	/	1,30
4. Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0,20
			G_t = 2,76

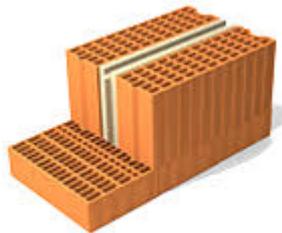


Figure III-3 schéma d'une cloison double parois

comme nous avons une hauteur RDC sous poutre de $3,57 - 0,40 = 3,17\text{m}$, le mur aura un poids linéaire de : $G = 2,76 \times 3,17 = 8,749\text{KN/m}$

pour les étages : $G = 2,76 \times 2,66 = 7,341\text{KN/m}$

b- Cloison intérieures seul paroi

Tableau III.4 charge permanente des cloisons intérieures seul paroi

Couche	Epaisseur (cm)	Poid volumiques	G (KN/m ²) Kn/m ²
1. Enduit intérieures en platre (2 cm).	2	10	0,20
2. brique creuses (10 cm).	10	/	0,90
1. Enduit intérieures en platre (2 cm).	2	10	0,20
			G_t = 1,30

Comme nous avons une hauteur RDC sous poutre de $3,57-0,35=3,17\text{m}$, le mur aura un poids linéaire de : $G=1,30 \times 3,17=4,121\text{KN/m}$
pour les étages $G=1,30 \times 2,66=3,458\text{ KN/m}$



Figure III-4 schéma d'une cloison double paroi

c-cloisons extérieures doubles parois :

Tableau III.5 charge permanente des cloisons extérieures doubles paroi

Couche	Epaisseur (cm)	Poids volumiques	G (KN/m ²) Kn/m ²
1. Enduit extérieures en ciment (2 cm).	2	18	0,36
2. brique creuses (10 cm).	10		0,90
3. brique creuses (10 cm).	10	/	0,90
4. Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0,20
			G_t = 2,36

Comme nous avons une hauteur RDC sous poutre de $3,57-0,40=3,17\text{m}$, le mur aura un poids linéaire de : $G=2,36 \times 3,17=7,481\text{KN/m}$
pour les étages $G=2,36 \times 2,66=6,277\text{ KN/m}$

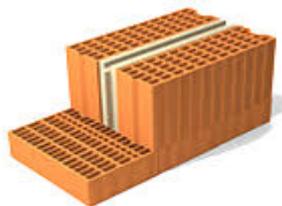


Figure III-5 cloison double paroi

III.3.Descente des charges:

la descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend.....etc) les charges qu'il supporte au niveaux de chaque étage jusqu'à la fondation.

Pratiquement, la descente des charges procède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles , des poutres est des poteaux .

Par mesure de simplification les calculs de descente des charges sont fait en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondances au milieu des portés (poutre simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux.

15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.

10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il ya trois travées

pour le décompte des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle-ci est au plus égale à 25% de la surface des murs . dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (porte et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisie pour faire la descente de charges le poteau centrale

But de la descente de charge : est de trouver le poteau le plus sollicité et calculer les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu' à la fondation. Pour chaque poteau on aura à considérer:

Son poids propre.

La charge de plancher y compris les cloisons.

le poids des murs en double parois s'il s'agit d'un poteau extérieur .

Les éléments spéciaux : escalier.

A fin de pré- dimensionner les poteaux, nous allons déterminer approximativement l'effort normal que le poteau le plus chargé que nous avons choisi comme étant celui situé aura à supporter à presque tous les niveaux. les niveaux de calcul sont désignée sur la figure.

A fin de pré dimensionner les poteau nous allons déterminer approximatives l'effort normaux que le poteau le plu sollicité (centrale) que nous avons choisi comme étant celui

situé aura à supporter à presque tout les niveaux , les niveaux de calcul sont désignés sur la figure ,

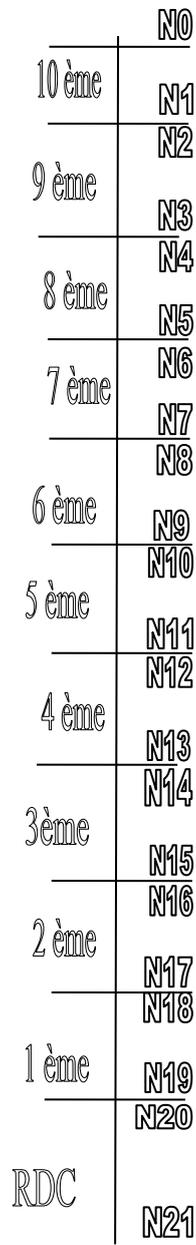


Figure III-6 Schéma d'un Poteau central

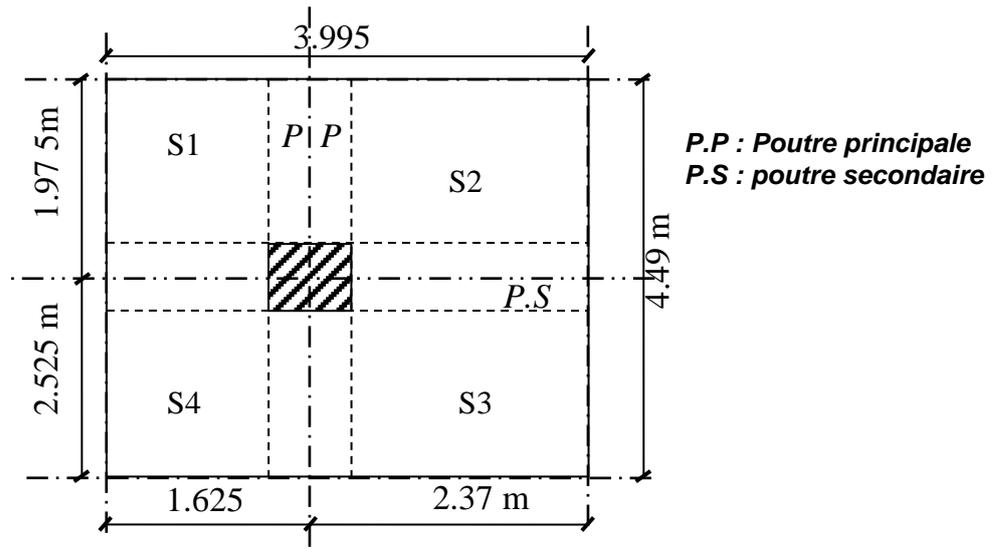


Figure III.7 Section afférente d'un poteau sollicité B3

- Calcul de l'effort normal sur poteaux :

-Détermination des sections :

Tableau III.6 Surface total entre nu

Surface (m ²)	S1	S2	S3	S4	S Total(m ²)
valeurs (m ²)	2,610	3,951	5,158	3,407	15,126

Tableau III.7 Surface total entre axes

Surface (m ²)	S1	S2	S3	S4	S Total
valeurs (m ²)	3,209	4,680	5,984	44,103	17,977

- Les poutres principale :

$$G = S \cdot \rho = 0,35 \times 0,40 \times 25 = 3,50 \text{ KN/ml}$$

- Les poutres principale :

$$G = S \cdot \rho = 0,35 \times 0,35 \times 25 = 3,0625 \text{ KN/ml}$$

- Plancher terrasse :

$$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher Etage courant :

$$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$$

- Poutre principale (bxh) = 35x40 cm

- Poutre secondaire (bxh) = 35x35 cm

✚ Détail de calcul :**- Effort normale de poutre principale et secondaire sans corps creux (Terrasse)**

$$N_G = 0,35 \times (1,45 + 2,95 + 0,35 + 1,80 + 2,35) \times (6,51 - 2,80) = 10,576 \text{ KN}$$

- Effort normale de poutre principale et secondaire sans corps creux (Etage courant)

$$N_G = 0,35 \times (1,45 + 2,95 + 0,35 + 1,80 + 2,35) \times (5,50 - 2,80) = 7,695 \text{ KN}$$

Tableau III.8 Descente des charges du poteau B3

Niveau	Elément	NG KN/m ²	NQ KN/m ²
N0	Plancher terrasse= 6,51x15,126	98,470	Q0xSTotal
	poutre P et S (sans corps creux)=10,576	10,576	1,00x17,977
	poutre principale = 35x45	15,750	
	poutre secondaire = 3,0626x3,495	12,234	
	Surcharge d'exploitation		17,977
	TOTAL	137,030	17,977
N1	Revenant N0	137,030	
	Poteaux(35X35)=0,35x0,35x25x(3,06-0,4)	8,146	
	Mur intérieur 3,458x2,35	8,126	
	Mur Double paroi (7,341x1,45)+(6,277x2,195)	24,422	
	TOTAL	177,724	17,977
N2	Revenant N1	177,724	Q x S Total
	Plancher Etage courant=5,50x15,126	83,193	1,50x17,977
	poutre P et S (sans corps creux)=	7,695	
	poutre principale=3,5x4,5	15,750	
	poutre secondaire=3,0625x3,995	12,234	
	Surcharge d'exploitation		26,965
	TOTAL	296,596	44,942
N3	Revenant N2	296,596	
	Poteaux(35X35)=0,35x0,35x25x(3,06-0,4)	8,146	
	Mur intérieur= 3,458x2,35	8,126	
	Mur Double paroi= (7,341x1,45)+(6,277x2,195)	24,422	
	TOTAL	337,29	44,942
N4	Revenant N3	337,29	Q x S Total
	Plancher Etage courant=5,50x15,126	83,193	0,9x1,50x17,977
	poutre P et S (sans corps creux)=	7,695	
	poutre principale=3,5x4,5	15,750	
	poutre secondaire=3,0625x3,995	12,234	
	Surcharge d'exploitation		24,268
	TOTAL	456,162	69,210
N5	Revenant N4	456,162	
	Poteaux(40X40)=04,x0,4x25x(3,06-0,4)	12,800	
	Mur intérieur = 3,458x2,35	8,126	
	Mur Double paroi = (7,341x1,45)+(6,277x2,195)	12,234	
	TOTAL	489,322	69,210
N6	Revenant N5	489,322	Q x S Total
	Plancher Etage courant=5,50x15,126	83,193	0,80x1,50x17,977
	poutre P et S (sans corps creux)=	7,695	
	poutre principale=3,5x4,5	15,750	

	<i>poutre secondaire=3,0625x3,995</i>	12,234	
	Surcharge d'exploitation		21,572
	TOTAL	608,194	90,782
N7	Revenant N6	608,194	
	<i>Poteaux(40X40)=04,x0,4x25x(3,06-0,4)</i>	12,800	
	<i>Mur intérieur = 3,458x2,35</i>	8,126	
	<i>Mur Double paroi =</i> <i>(7,341x1,45)+(6,277x2,195)</i>	12,234	
	TOTAL	641,354	90,782
N8	Revenant N7	641,354	<i>QxSTotal</i>
	<i>Plancher Etage courant=5,50x15,126</i>	83,193	<i>0,7x1,50x17,977</i>
	<i>poutre P et S (sans corps creux)=</i>	7,695	
	<i>poutre principale=3,5x4,5</i>	15,750	
	<i>poutre secondaire=3,0625x3,995</i>	12,234	
	Surcharge d'exploitation		18,875
	TOTAL	760,226	109,657
N9	Revenant N8	760,226	
	<i>Poteaux(40X40)=04,x0,4x25x(3,06-0,4)</i>	12,800	
	<i>Mur intérieur = 3,458x2,35</i>	8,126	
	<i>Mur Double paroi =</i> <i>(7,341x1,45)+(6,277x2,195)</i>	12,234	
	TOTAL	793,386	109,657

N10	Revenant N9	793,386	<i>Q0xSTotal</i>
	<i>Plancher Etage courant=5,50x15,126</i>	83,193	<i>0,60x1,50x17,977</i>
	<i>poutre P et S (sans corps creux)=</i>	7,695	
	<i>poutre principale=3,5x4,5</i>	15,750	
	<i>poutre secondaire=3,0625x3,995</i>	12,234	
	Surcharge d'exploitation		16,179
	TOTAL	912,258	125,836
N11	Revenant N10	912,258	
	<i>Poteaux(45X45)=0,45x0,45x25x(3,06x0,40)</i>	13,466	
	<i>Mur intérieur = 3,458x2,35</i>	8,126	
	<i>Mur Double paroi =</i> <i>(7,341x1,45)+(6,277x2,195)</i>	12,234	
	TOTAL	946,084	125,836
N12	Revenant N11	946,084	<i>Q0xSTotal</i>
	<i>Plancher Etage courant=5,50x15,126</i>	83,193	<i>0,5x1,50x17,977</i>
	<i>poutre P et S (sans corps creux)=</i>	7,695	
	<i>poutre principale=3,5x4,5</i>	15,750	
	<i>poutre secondaire=3,0625x3,995</i>	12,234	
	Surcharge d'exploitation		13,482
	TOTAL	1064,956	139,318
N13	Revenant N12	1064,956	
	<i>Poteaux(0,45X0,45)=0,45x0,45x25x(3,06x0,40)</i>	13,466	
	<i>Mur intérieur = 3,458x2,35</i>	8,126	

	Mur Double paroi = (7,341x1,45)+(6,277x2,195)	12,234	
	TOTAL	1098,782	139,318
N14	Revenant N13	1098,782	<i>Q x S Total</i>
	Plancher Etage courant=5,50x15,126	83,193	0,50x1,50x17,977
	poutre P et S (sans corps creux)=	7,695	
	poutre principale=3,5x4,5	15,750	
	poutre secondaire=3,0625x3,995	12,234	
	Surcharge d'exploitation		13,482
	TOTAL	1217,654	152,800
N15	Revenant N14	1217,654	
	Poteaux(0,45X0,45)=0,45x0,45x25x(3,06x0,40)	13,466	
	Mur intérieur = 3,458x2,35	8,126	
	Mur Double paroi = (7,341x1,45)+(6,277x2,195)	13,466	
	TOTAL	1252,712	152,8

N16	Revenant N15	1252,712	<i>QxSTotal</i>
	Plancher Etage courant=5,50x15,126	83,193	0,5x1,50x17,977
	poutre P et S (sans corps creux)=	7,695	
	poutre principale=3,5x4,5	15,750	
	poutre secondaire=3,0625x3,995	12,234	
	Surcharge d'exploitation		13,482
	TOTAL	1371,584	166,282
N17	Revenant N16	1371,584	
	Poteaux(50X50)=0,50x0,50x25x(3,06-0,40)	16,625	
	Mur interieur = 3,458x2,35	8,126	
	Mur Double paroi = (7,341x1,45)+(6,277x2,195)	13,466	
	TOTAL	1409,801	166,282
N18	Revenant N17	1409,801	<i>QxSTotal</i>
	Plancher Etage courant=5,50x15,126	83,193	0,5x1,50x17,977
	poutre P et S (sans corps creux)=	7,695	
	poutre principale=3,5x4,5	15,750	
	poutre secondaire=3,0625x3,995	12,234	
	Surcharge d'exploitation		13,482
	TOTAL	1528,673	179,764
N19	Revenant N18	1528,673	
	Poteaux(50X50)=0,50x0,50x25x(3,06-0,40)	16,625	
	Mur intérieur = 3,458x2,35	8,126	
	Mur Double paroi = (7,341x1,45)+(6,277x2,195)	16,625	
	TOTAL	1570,049	179,764
	Revenant N17	1570,049	<i>Q0xSTotal</i>
	Plancher Etage courant=5,50x15,126	83,193	0,5x1,50x17,977
	poutre P et S (sans corps creux)=	7,695	

N20	poutre principale=3,5x4,5	15,750	
	poutre secondaire=3,0625x3,995	12,234	
	Surcharge d'exploitation		13,482
	TOTAL	1688,921	193,246
N21	Revenant N18	1688,921	
	Poteaux(50X50)=0,50x0,50x25x(3,57-0,40)	19,812	
	Mur intérieur = 4,121x2,35	9,684	
	Mur Double paroi = (8,749x1,45)+(7,481x2,195)	29,106	
	TOTAL	1747,523	193,246

***Vérification des section des poteaux : (C.B.A 93 B.8.3 Page 156**

L'effort normale ultime N_u Agissant sur un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

Tel que :

- A: section d'acier comprimé prise en compte le calcul (en cm²)
- B_r : Section réduite du poteau obtenu en déduisons de sa section réelle un centimètre :
B_r (b-2) *(h-2) (cm²)
- f_e : limite d'élasticité de l acier (en MPA) f_{c28}= 25 MPA =250kg/cm²
- N_U :Efforts normal (en kn) .

$$\gamma_s = 1.15 \qquad \gamma_b = 1.5$$

α : coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

L'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$ Avec : $i = \text{Rayon de giration}$

-L_f : longueur du flambement

$$I = h b^3 / 12$$

$$B = h \times b \quad \Rightarrow \lambda = L_f / i = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

-I : moment d'inertie.

-B : section du béton.

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 * (b + h)}{100} \\ \frac{0.2 * b * h}{100} \end{array} \right.$$

a- RDC: poteau de section (50*50)cm²

$$N_G = 1830.777 \text{ kn} \quad N_{Q+} = 193.246$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 2471.548 + 289.869 = 2761.417 \text{ kn}$$

$$N_u = 2761.417 \text{ kn}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 50 * 50^3 / 12 \quad I = 5.208 * 10^5 \text{ cm}^4$$

$$B = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{5.208 * 10^5}{2500}} = 14.43 \text{ cm}$$

N.B : dans notre cas : $l_f = 0,7l_0$; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « b » :

$$L_0 = 357$$

$$l_f = 0,7 * 357 = 249,9$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{249,90}{14.43} = 17,318 \quad \lambda = 17,318 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{17,318}{35} \right)^2} = 0.810$$

$$\alpha = 0.810$$

$$B_r = 48 * 48 = 2304 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \begin{cases} \frac{0.2 * b * h}{100} = 5\text{cm} \\ \frac{8 * (b + h)}{100} = 8\text{cm} \end{cases}$$

A=8,0cm

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$$

$$N_u \leq \alpha \left[\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \right] = 0.810 \left[\left(2304 \frac{250}{0.9 * 1.5} \right) + \left(\frac{8 * 4000}{1.15} \right) \right]$$

$N_u < 368139,125 \text{ kg} = 3681,39125 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

b- 1^{ère} et 2^{ème} étages : poteau de section (50*50)cm²

$$N_G = 1830.777 \text{ kn} \quad N_{Q+} = 193.246$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 2471.548 + 289.869 = 2761.417 \text{ kn}$$

$$N_u = 2761.417 \text{ kn}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 50 * 50^3 / 12$$

$$I = 5.208 * 10^5 \text{ cm}^4$$

$$B = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{5.208 * 10^5}{2500}} = 14.43 \text{ cm}$$

N.B : dans notre cas : $l_f = 0,7l_0$; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « b » :

$$L_0 = 3,06 \text{ cm}$$

$$l_f = 0,7 * 306 = 214,2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{14,43} = 14,844 \quad \lambda = 14,844 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,844}{35} \right)^2} = 0.783$$

$$\alpha = 0.783$$

$$B_r = 48 * 48 = 2304 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 * b * h}{100} = 5\text{cm} \\ \frac{8 * (b + h)}{100} = 8\text{cm} \end{array} \right.$$

A=8,0cm

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$$

$$N_u \leq \alpha \left[\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \right] = 0.783 \left[\left(2304 \frac{250}{0.9 * 1.5} \right) + \left(\frac{8 * 4000}{1.15} \right) \right]$$

$N_u < 355867,825 \text{ kg} = 3558,67825 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

c-3^{ème} étage Jusqu'à 5^{ème} étages : poteau de section (45x45)cm²

$$N_G = 1252,712 \text{ kn} \quad N_{Q+} = 152,8$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1691,161 + 229,2 = 1920,361 \text{ kn}$$

$$N_u = 1920,361 \text{ kn}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 45 * 45^3 / 12$$

$$I = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$B = 45 * 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}} = 12,99 \text{ cm}$$

N.B : dans notre cas : $l_f = 0,7l_0$; poteau encasté dans se fait parallèle au cote « b » :

$$L_0 = 3,06 \text{ cm}$$

$$l_f = 0,7 * 306 = 214,2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{12,99} = 16,489 \quad \lambda = 16,489 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{16,489}{35} \right)^2} = 0,965$$

$$\alpha = 0,813$$

$$B_r = 43 * 43 = 1849 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 * b * h}{100} = 4,05 \text{ cm} \\ \frac{8 * (b + h)}{100} = 7,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A=7,2cm

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots \dots \dots \text{ [BAEL 91]}$$

$$N_u \leq \alpha \left[\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \right] = 0.813 \left[\left(1849 \frac{250}{0.9 * 1.5} \right) + \left(\frac{7,2 * 4000}{1.15} \right) \right]$$

$$N_u < 298737,569 \text{ kg} = 2987,37569 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

d- 6^{eme} étage Jusqu'à 8^{eme} étages : poteau de section (40x40)cm²

$$N_G = 793,386 \text{ kn} \quad N_{Q+} = 109,657 \text{ kn}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1071,0711 + 164,485 = 1235,556 \text{ kn}$$

$$N_u = 1235,556 \text{ kn}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 40 * 40^3 / 12 \quad I = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$B = 40 * 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}} = 11,55 \text{ cm}$$

N.B : dans notre cas : $l_f = 0,7l_0$; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « b » :

$$L_0 = 3,06 \text{ cm}$$

$$l_f = 0,7 * 306 = 214,2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{11,55} = 18,545 \quad \lambda = 18,545 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,545}{35} \right)^2} = 0.804$$

$$\alpha = 0.804$$

$$B_r = 38 * 38 = 1444 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 * b * h}{100} = 3,20 \text{cm} \\ \frac{8 * (b + h)}{100} = 6,4 \text{cm} \end{array} \right.$$

A=6,4cm

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots \dots \dots \text{[BAEL 91]}$$

$$N_u \leq \alpha \left[\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \right] = 0.804 \left[\left(1444x \frac{250}{0.9x1.5} \right) + \left(\frac{6,4x4000}{1.15} \right) \right]$$

$N_u < 289668,276 \text{ kg} = 2896,68276 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

e- 9^{ème} étage et 10^{ème} étages : poteau de section (35*35)cm²

$N_G = 337,29 \text{ kn}$ $N_{Q+} = 44,942$

$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$

$N_u = 455,341 + 67,413 = 522,754 \text{ kn}$

$N_u = 522,754 \text{ kn}$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 35 * 35^3 / 12$$

$I = 125052,083 \text{cm}^4$

$B = 35 * 35 = 1225 \text{cm}^2$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{125052,083}{1225}} = 10.10 \text{cm}$$

N.B : dans notre cas : $l_f = 0,7l_0$; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « b » :

$L_0 = 3,06 \text{cm}$

$l_f = 0,7x306 = 214,2$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{10,10} = 21,207 \quad \lambda = 21,207 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{21,207}{35} \right)^2} = 0.791$$

$\alpha = 0.791$

$B_r = 33 * 33 = 1089 \text{cm}^2$

$B_r = 1089 \text{cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 * b * h}{100} = 2,45\text{cm} \\ \frac{8 * (b + h)}{100} = 5,6\text{cm} \end{array} \right.$$

A=5,6cm

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$$

$$N_u \leq \alpha \left[\left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \right] = 0.791 \left[\left(1089 \frac{250}{0.9 * 1.5} \right) + \left(\frac{5,6 * 4000}{1.15} \right) \right]$$

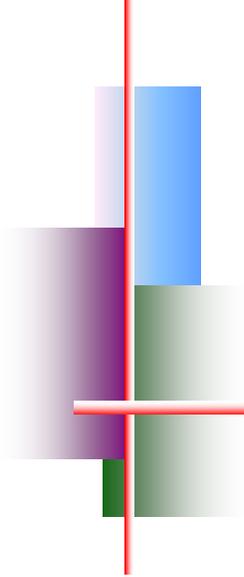
N_u < 174925,637kg = 1749,25637knVérifiée

Tableau III.9 Tableau de vérification des poteaux au flambement

Niveau	(a,b)cm ²	l ₀ (m)	b(m)	l _f = 0,7l ₀ (m)	λ	λ ≤ 35
RDC	(50,50)	3,57	0,50	2,499	17,318	C.V
Étage 1,2	(50,50)	3,06	0,50	2,142	14,844	C.V
Étage 3,4,5	(45,45)	3,06	0,45	2,142	16,489	C.V
Étage 6,7,8	(40,40)	3,06	0,40	2,142	18,545	C.V
Étage 9,10	(35,35)	3,06	0,35	2,142	21,207	C.V

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i}, L_f = 0,7.L$$



CHAPITRE IV



Étude des planchers

 *Plancher corps creux.*

IV.1.Introduction :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter.

Les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux Fonctions principales sont :

- * Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges.
- * Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

IV.2.Classification des planchers :

Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :

- Plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- Plancher à «hourdis creux» (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

IV.2.1Justification du choix de type de plancher terrasse et étage courant « corps creux » :

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages les raisons de choix sont :

- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Absence de charges concentrées importantes.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple.

Ce type de plancher se compose de :

- un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
- Les poutrelles principales reçoivent les poutres et reposent sur des murs en maçonnerie ou sur des paliers.

IV.3.Méthodes de calcul :

On a deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

IV.3.1.Méthode forfaitaire :

Elle est applicable dans le cas des planchers à surcharges modérées et quand les conditions suivantes sont remplies.

- $Q_b \leq \max(2G, 500 \text{ N/m}^2)$.
- Les inerties des différentes travées sont les mêmes.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre **0.8** et **1.25**.
- Fissuration **non préjudiciable**.

Pour notre plancher corps creux la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

IV.3.2. La méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués des nervures et des poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adaptée pour notre cas. Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot.

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

Consiste à déterminer les moments sur appuis par la formule suivante :

$$M_i = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

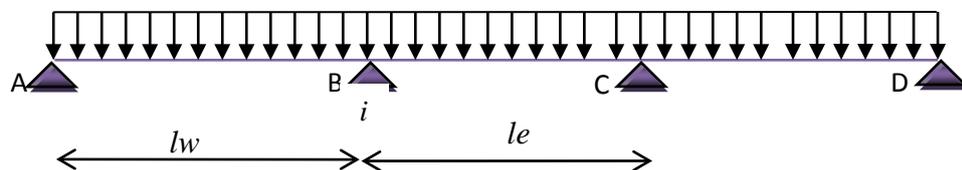


Figure IV.1 Schéma statique de la poutrelle

- $l' = l$ pour une travée de rives.
- $l' = 0.8l$ pour une travée intermédiaire.
- l : représente la portée de la travée libre avec :

❖ Appui de rive :

$M = 0.2 M_0$ avec $M_0 = ql^2/8$ (M_0 : moment isostatique de travée de rive)

✓ *Calcul des moments en travée:* on utilise la méthode RDM

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

✓ *Efforts tranchants:*

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

IV.4. Les différents types des poutrelles :

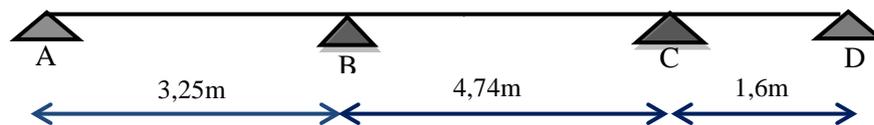
On a 3 types des poutrelles aux planchers étages courants:

- Le premier type : une poutrelle a 3 travées.

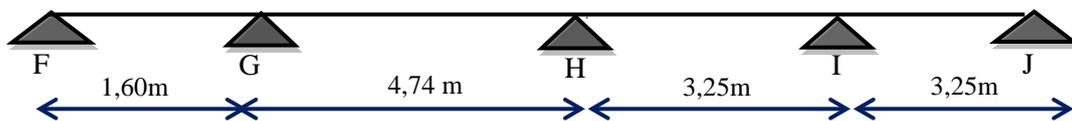
- Le 2^{ème} : une poutrelle a 4 travées.

- Le 3^{ème} : une poutrelle a 7 travées.

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

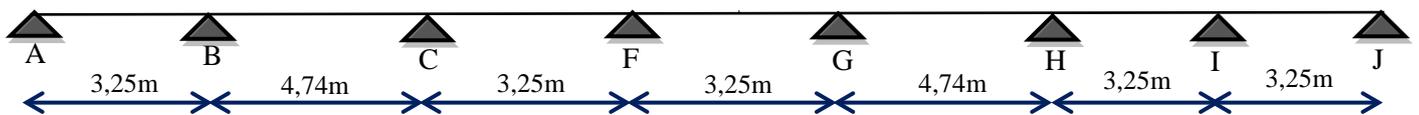


Figure. IV.2 Schéma statique des différents types des poutrelles.

IV.5. Évaluation des charges : Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

a. Terrasse :

✚ **E.L.U:**

$$q_U = (1,35G + 1,5Q) \times 0,60 = (1,35 \times 6,510 + 1,5 \times 1,000) \times 0,60 = 6,173 \text{ KN/ml.}$$

✚ **E.L.S:**

$$q_s = (G + Q) \times 0,6 = (6,510 + 1,000) \times 0,6 = 4,506 \text{ KN/ml.}$$

b. Étage courant :

✚ **E.L.U:**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,60 = (1,35 \times 5,500 + 1,5 \times 1,500) \times 0,60 = 5,805 \text{ KN/ml.}$$

✚ **E.L.S:**

$$q_s = (G + Q) \times 0,6 = (5,500 + 1,500) \times 0,6 = 4,200 \text{ KN/ml.}$$

IV.6. Plancher étage :

➤ **Choix de la méthode de calcul:**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- $Q=1500 \text{ N/m}^2 \leq \max(2G, 500 \text{ N/m}^2) \longrightarrow 1500 \leq \max(2 \times 5500, 500) \dots \dots \text{vérifiée}$

- Les sections de toutes les travées = constante \longrightarrow Inertie constante $\dots \dots \dots$ vérifiée

- Le rapport de 02 travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25

$$\frac{3.25}{4.74} = 0.68 \leq 0.8 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Donc on utilise la méthode de Caquot

* **Poutrelle type 1: 03 travées**

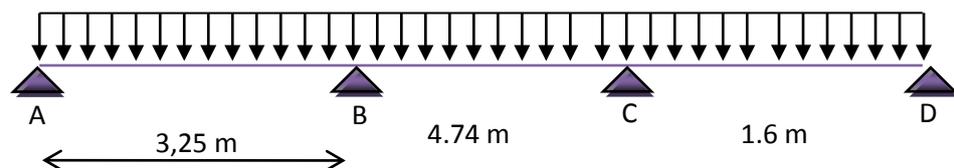


Figure IV.3 Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q

1- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELU :

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = -0.2 * \frac{ql^2}{8} = -0.2 * \frac{5.805 * 3.25^2}{8} = -1.53 \text{ Kn.m}$$

$$M_B = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{5.805 \times 3.25^3 + 5.805 \times 3.792^3}{8,5(3.25 + 3.792)} = -8.617 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{5.805 \times 3.792^3 + 5.805 \times 1.6^3}{8,5(1.6 + 3.792)} = -7.424 \text{ kn.m}$$

$$M_D = -0.2 * \frac{ql^2}{8} = -0.2 * \frac{5.805 * 1.6^2}{8} = -0.371 \text{ Kn.m}$$

- Calcul des moments en travées :

* Travée A-B: $0 < x < 3.25$

$$\begin{cases} M_w = -1,53 \text{ kn.m} \\ M_e = -8,617 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M(x) = \frac{5.805 * 3.25}{2} x - \frac{5.805}{2} x^2 - 1.53 + \frac{(-8.617 + 1.53)}{3.25} x$$

$$M(x) = -2.902x^2 + 7.25x - 1.53$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$\begin{cases} x=0 \\ x=3,25 \end{cases}$$

$$\implies T(0) = 7,25 \text{ kn}$$

$$\implies T(3,25) = -11,61 \text{ kn}$$

$$T(x) = -5,804x + 7,25$$

$$T(x) = 0 \implies -5,804x + 7,25 = 0 \implies x = 1,249 \text{ m}$$

$$M(1,249) = -2,902 * (1,249)^2 + 2,34 * 1,249 - 1,53 = -3,134 \text{ Kn.m}$$

$$M_{A-B} = 3,134 \text{ Kn.m}$$

* Travée B-C: $0 < x < 4,74$

$$\begin{cases} M_w = -8,617 \text{ kn.m} \\ M_e = -7,424 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M(X) = \frac{5,805 * 4,74}{2} x - \frac{5,805}{2} x^2 - 8,617 + \frac{(-7,424 + 8,617)}{4,74} x$$

$$M(X) = -2,902x^2 + 14x - 8,617$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$\left. \begin{array}{l} x=0 \\ x=4,74 \end{array} \right\}$$

$$\implies T(0) = 14kn$$

$$\implies T(4,74) = -13,51kn$$

$$T(x) = -5,804x + 14$$

$$T(x)=0 \implies -5,804x + 14 = 0 \implies x = 2,412 \text{ m}$$

$$M(2,412) = -2,902 * (2,412)^2 + 14 * 2,412 - 8,617 = 8,267 \text{ Kn.m}$$

$$M_{B-C} = 8,267 \text{ Kn.m}$$

* Travée C-D: $0 < x < 1,6$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_w = -7,424 \text{ kn.m} \\ M_e = -0,371 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

$$M(X) = \frac{5,805 * 1,6}{2} x - \frac{5,805}{2} x^2 - 7,424 + \frac{(-0,371 + 7,424)}{1,6} x$$

$$M(X) = -2,902x^2 + 9,052x - 7,424$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \\ x=1,6 \end{array} \right.$$

$$\implies T(0) = 9,052kn$$

$$\implies T(1,6) = -0,234kn$$

$$T(x) = -5,804x + 9,052$$

$$T(x)=0 \implies -5,804x + 9,052 = 0 \implies x = 1,56 \text{ m}$$

$$M(1,56) = -2,902 * (1,56)^2 + 9,052 * 1,56 - 7,424 = -0,365 \text{ Kn.m}$$

$$M_{A-B} = -0,365 \text{ Kn.m}$$

Tableau IV.1 Moments en appuis (ELU)

Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,53
B	-8,617
C	-7,424
D	-0,371

Tableau IV.2 Moments en travées (ELU)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
A - B	3,25	1,249	3,134
B - C	4,74	2,412	8,267
C - D	1,60	1,56	-0.365

Tableau IV.3 Efforts tranchants (ELU)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
A - B	3,25	7,25	-11,61
B - C	4,74	14,00	-13,51
C - D	1,60	9,052	-0,234

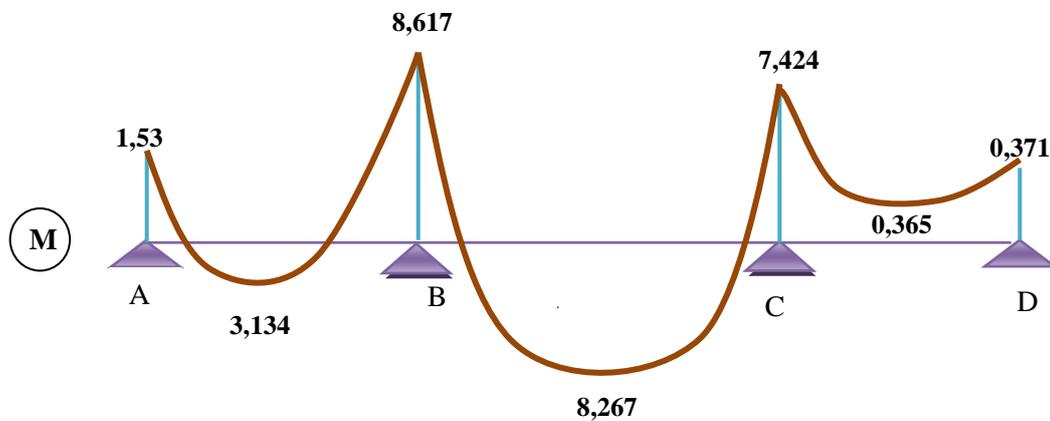


Figure IV.4 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

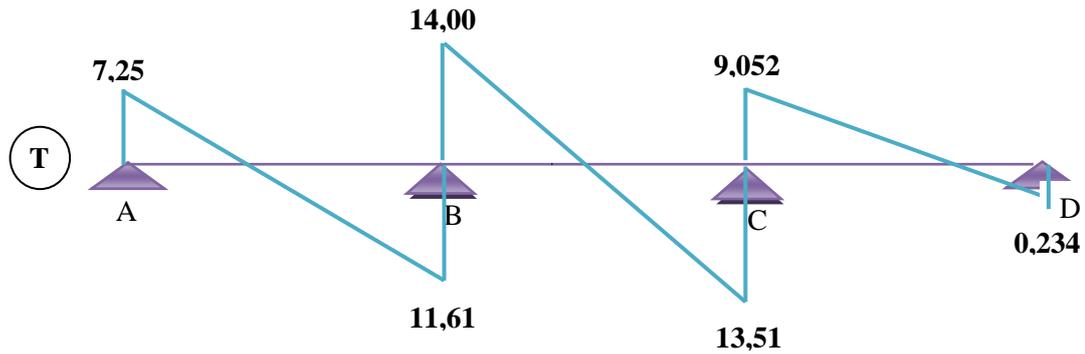


Figure IV.5 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

2- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELS :

Le calcul est identique à celui de l'ELU, on déduit les efforts ELS par simple règle de trois.

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = \frac{M_{Au} * q_s}{q_U} = \frac{-1,53 * 4,20}{5,805} = -1,107 \text{ Kn.m}$$

Tableau IV.4 Moments en appuis (ELS)

Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,107
B	-6,234
C	-5,371
D	-0,268

- **Calcul des moments sur travées :**

* **Travée A-B:** $0 < x < 3,25$

$$M_{(A-B)} = \frac{M_{(A-B)U} * q_s}{q_U} = \frac{3,134 * 4,20}{5,805} = 2,267 \text{ Kn.m}$$

$$x_u = x_s = 1,249 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{A-B} = \frac{T_{A-B(x=0)} * q_S}{q_U} = \frac{7,25 * 4,20}{5,805} = 5,245 \text{ Kn.} \\ T_{A-B} = \frac{T_{A-B(x=3,25)} * q_S}{q_U} = \frac{-11,61 * 4,20}{5,805} = -8,40 \text{ Kn.} \end{array} \right.$$

Tableau IV.5 Moments en travées (ELS)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
A - B	3,25	1,249	2,267
B - C	4,74	2,412	5,981
C - D	1,60	1,56	-0,264

Tableau IV.6 Efforts tranchants (ELS)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
A - B	3,25	5,245	-8,40
B - C	4,74	10,129	-9,774
C - D	1,60	6,55	-0,169

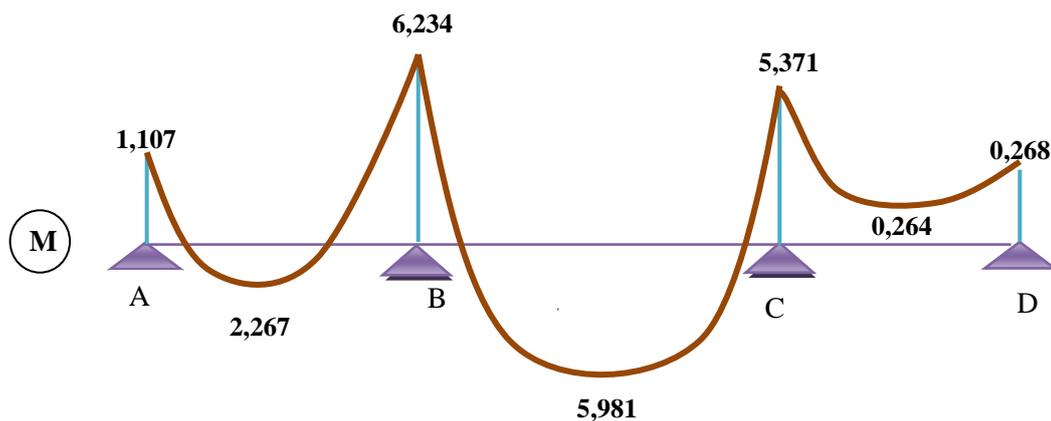


Figure IV.6 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

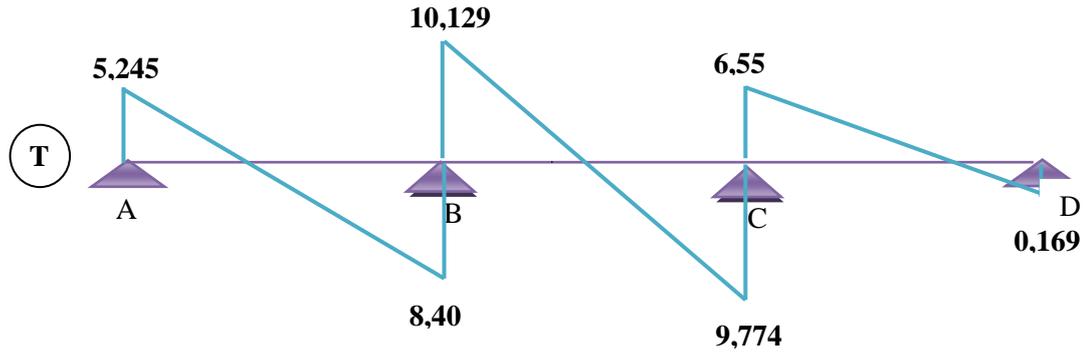


Figure IV.7 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

* Poutrelle type 2: 04 travées

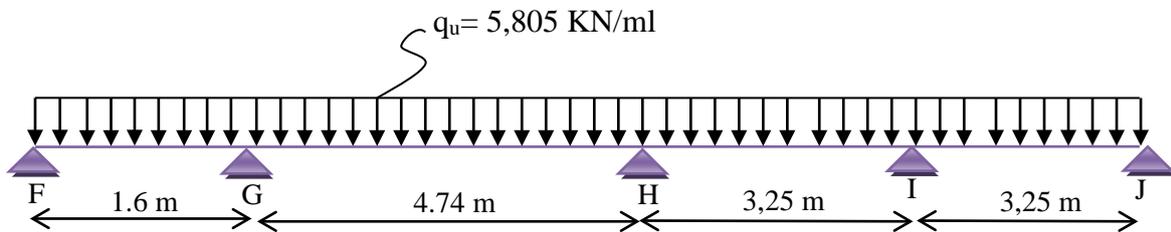


Figure IV.8 Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q

3- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELU :

De la même manière, on détermine les efforts pour les autres types des poutrelles par la méthode de Caquot.

- En appuis :

Tableau IV.7 Moments en appuis (ELU)

Appui	Moment (Kn.m)
F	-0,371
G	-7,424
H	-7,703
I	-6,06
J	-1,53

- *En travées :*

Tableau IV.8 Moments en travées (ELU)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
F - G	1,60	0,04	-0,366
G - H	4,74	2,36	8,74
H - I	3,25	1,712	0,805
I - J	3,25	1,865	4,036

- *Efforts tranchants :*

Tableau IV.9 Efforts tranchants (ELU)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
F - G	1,60	0,235	-9,051
G - H	4,74	13,698	-13,812
H - I	3,25	9,938	-8,925
I - J	3,25	10,826	-8,037

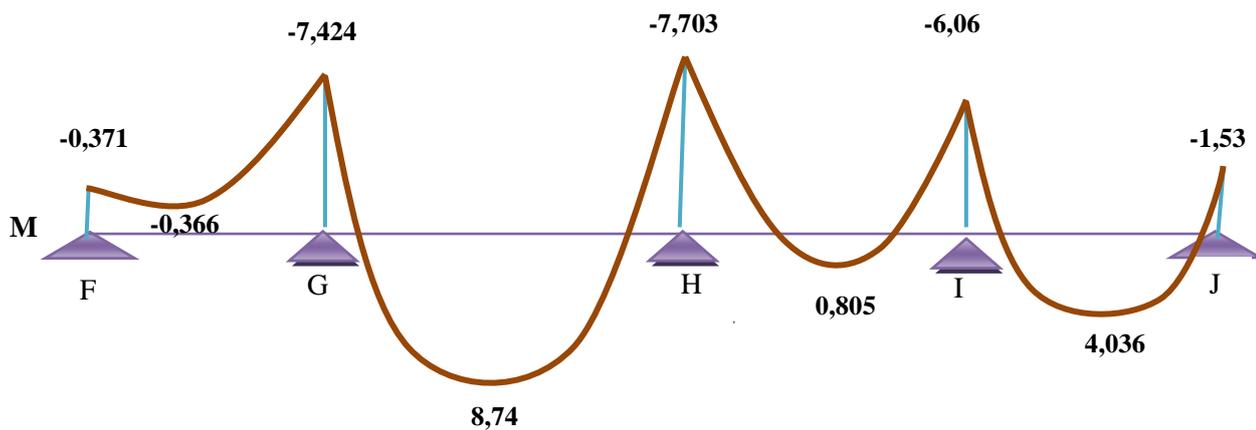


Figure IV.9 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

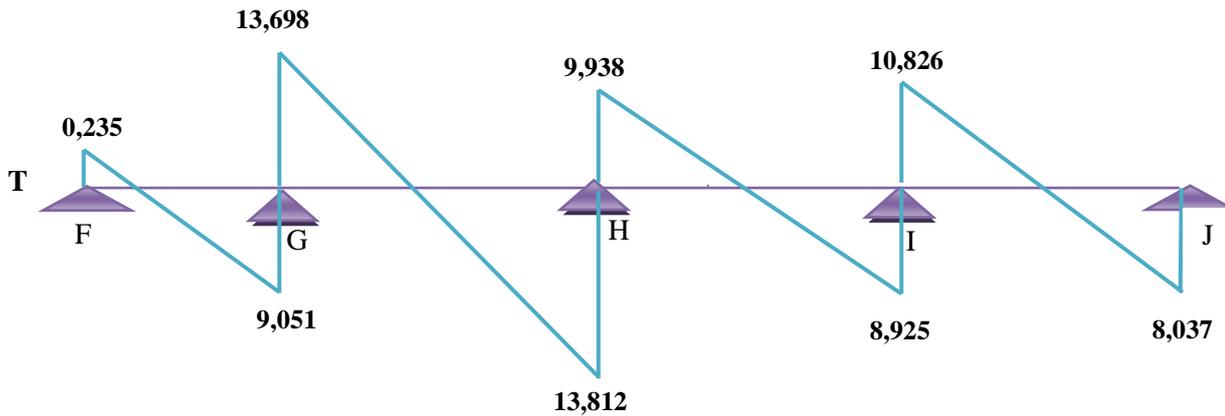


Figure IV.10 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

4- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELS :

- En appuis :

Tableau IV.10 Moments en appuis (ELS)

Appui	Moment (Kn.m)
F	-0,268
G	-5,371
H	-5,573
I	-4,384
J	-1,107

- En travées :

Tableau IV.11 Moments en travées (ELS)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
F - G	1,60	0,04	-0,264
G - H	4,74	2,36	6,323
H - I	3,25	1,712	0,582
I - J	3,25	1,865	2,92

- *Efforts tranchants :*

Tableau IV.12 Efforts tranchants (ELS)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
F - G	1,60	0,17	-6,548
G - H	4,74	9,91	-9,993
H - I	3,25	7,19	-6,457
I - J	3,25	7,832	-5,814

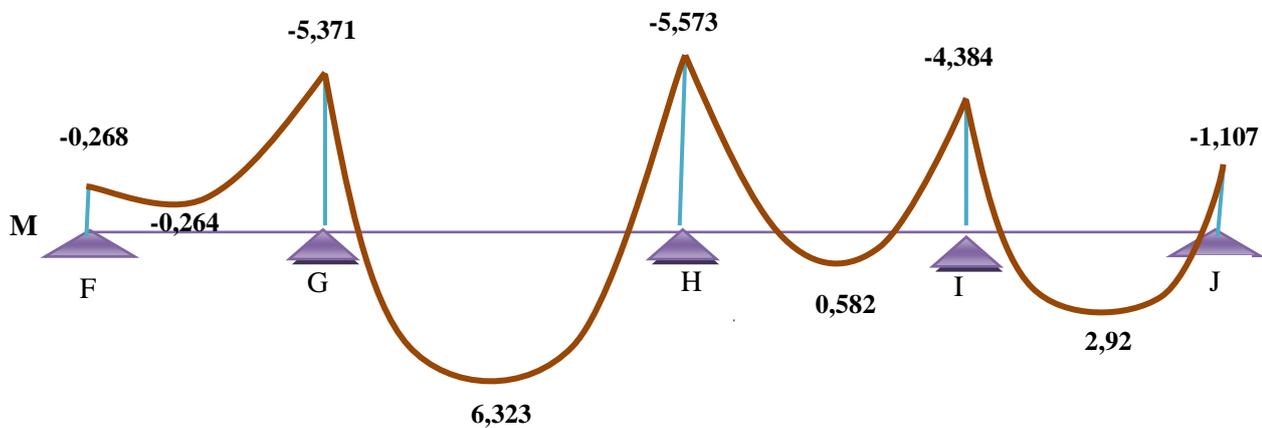


Figure IV.11 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

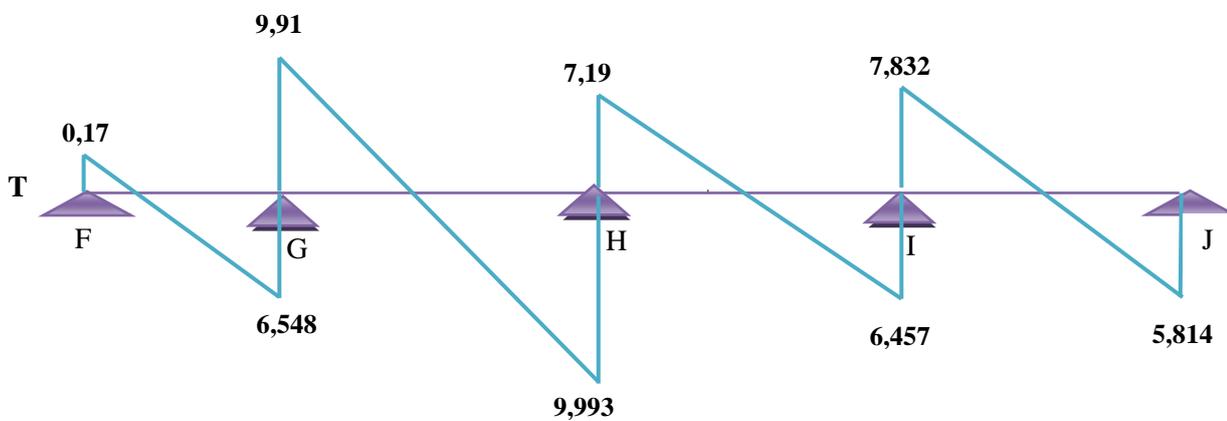


Figure IV.12 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

* Poutrelle type 3: 07 travées

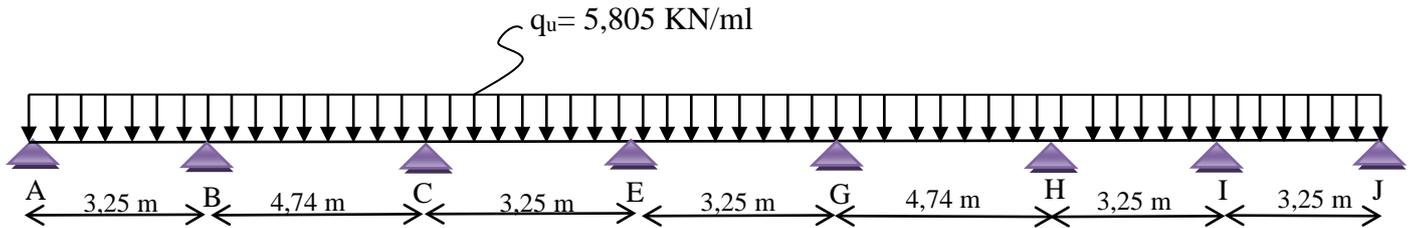


Figure IV.13 Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q

5- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELU :

- En appuis :

Tableau IV.13 Moments en appuis (ELU)

Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,53
B	-8,617
C	-7,703
E	-4,616
G	-7,703
H	-7,703
I	-6,06
J	-1,53

- En travées :

Tableau IV.14 Moments en travées (ELU)

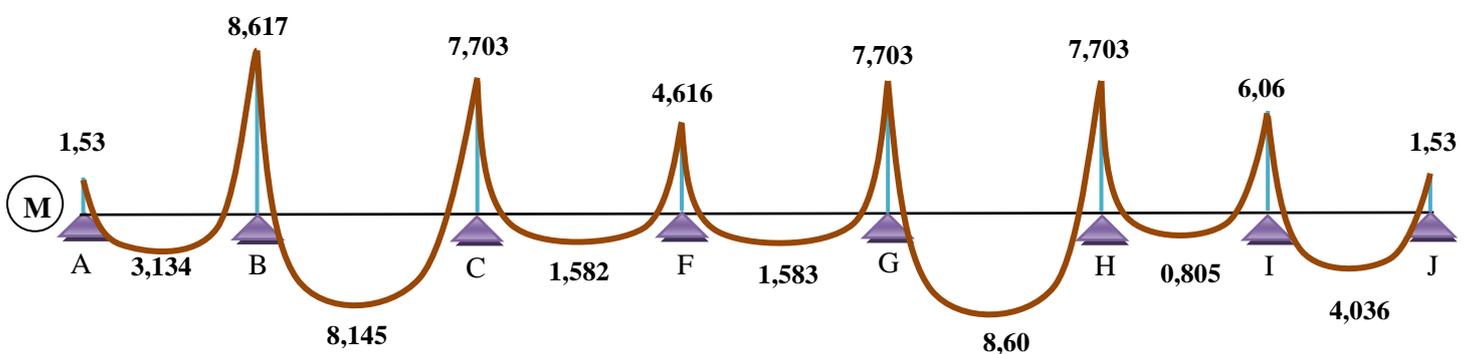
Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
A - B	3,25	1,249	3,134
B - C	4,74	2,403	8,145

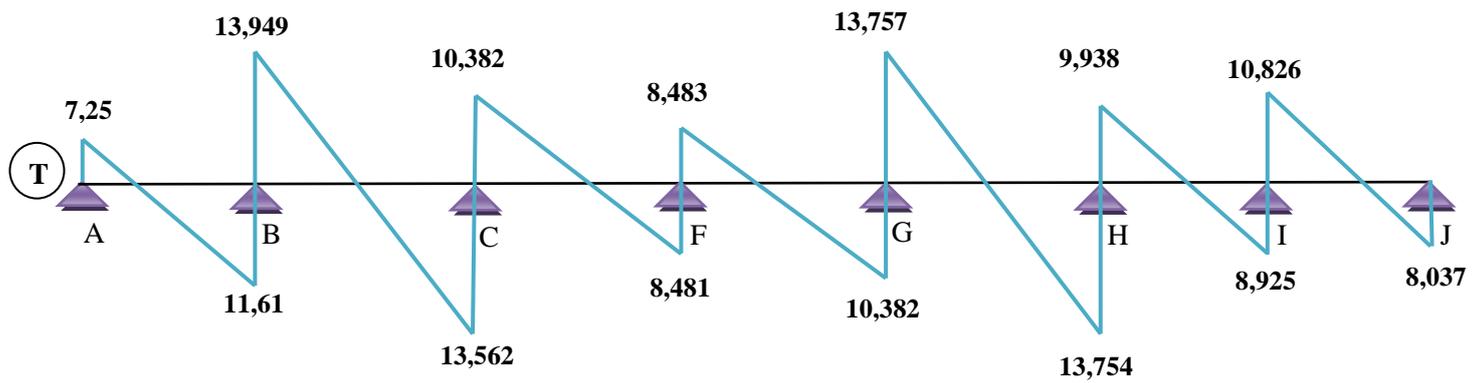
<i>C - E</i>	3,25	1,788	1,582
<i>E - G</i>	3,25	1,461	1,583
<i>G - H</i>	4,74	2,37	8,60
<i>H - I</i>	3,25	1,712	0,805
<i>I - G</i>	3,25	1,865	4,036

- **Efforts tranchants :**

Tableau IV.15 Efforts tranchants (ELU)

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>T (X=0) en (Kn)</i>	<i>T (X=L) en (Kn)</i>
<i>A - B</i>	3,25	7,25	-11,61
<i>B - C</i>	4,74	13,949	-13,562
<i>C - E</i>	3,25	10,382	-8,481
<i>E - G</i>	3,25	8,483	-10,382
<i>G - H</i>	4,74	13,757	-13,754
<i>H - I</i>	3,25	9,938	-8,925
<i>I - G</i>	3,25	10,826	-8,037

Figure IV.14 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Figure IV.15 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

6- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELS :

- En appuis :

Tableau IV.16 Moments en appuis (ELS)

Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,107
B	-6,234
C	-5,573
E	-3,34
G	-5,573
H	-5,573
I	-4,384
J	-1,107

- *En travées :*

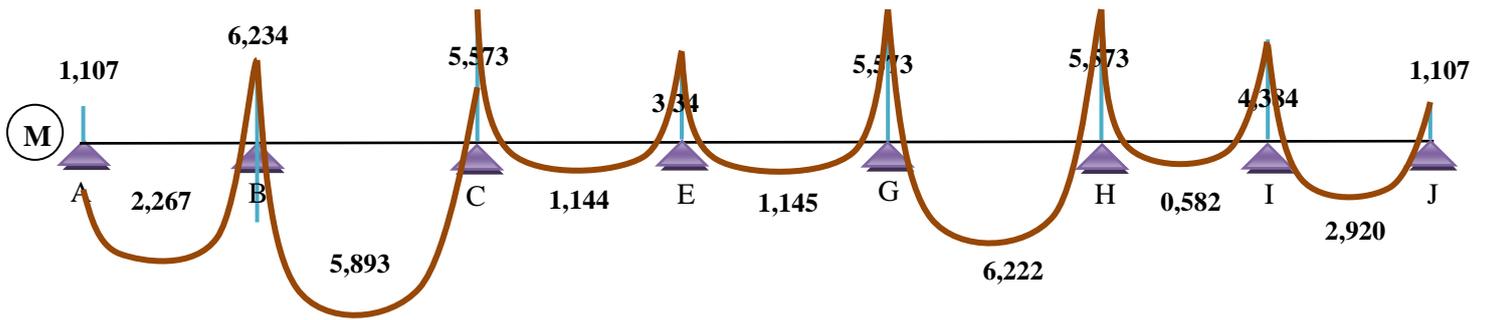
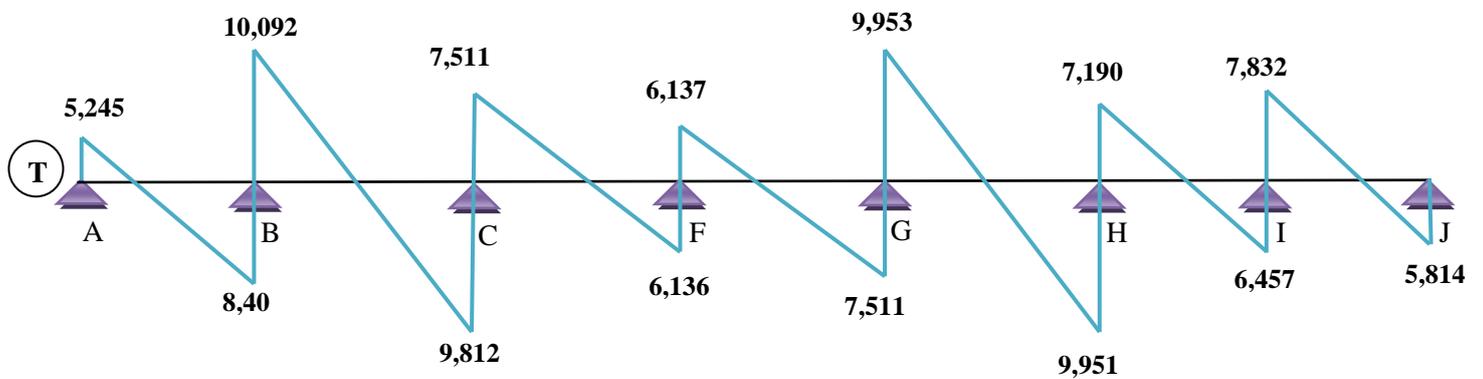
Tableau IV.17 Moments en travées (ELS)

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>X (m)</i>	<i>Moment (Kn.m)</i>
<i>A - B</i>	3,25	1,249	2,267
<i>B - C</i>	4,74	2,403	5,893
<i>C - E</i>	3,25	1,788	1,144
<i>E - G</i>	3,25	1,461	1,145
<i>G - H</i>	4,74	2,37	6,222
<i>H - I</i>	3,25	1,712	0,582
<i>I - J</i>	3,25	1,865	2,920

- *Efforts tranchants :*

Tableau IV.18 Efforts tranchants (ELS)

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>T (X=0) en (Kn)</i>	<i>T (X=L) en (Kn)</i>
<i>A - B</i>	3,25	5,245	-8,40
<i>B - C</i>	4,74	10,092	-9,812
<i>C - E</i>	3,25	7,511	-6,136
<i>E - G</i>	3,25	6,137	-7,511
<i>G - H</i>	4,74	9,953	-9,951
<i>H - I</i>	3,25	7,190	-6,457
<i>I - J</i>	3,25	7,832	-5,814

Figure IV.16 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]Figure IV.17 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

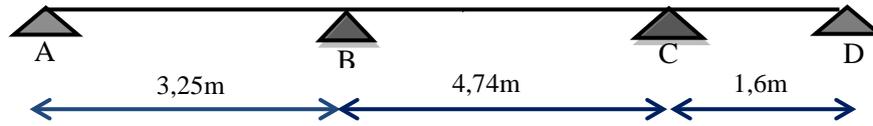
IV.7 Plancher terrasse :

IV.7.1. Les différents types des poutrelles :

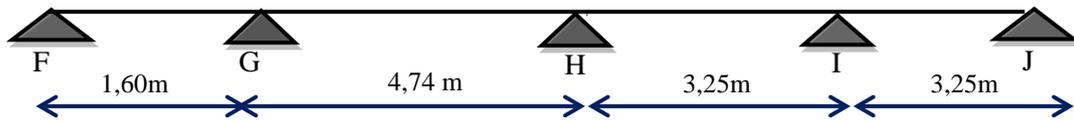
On a 3 types des poutrelles aux planchers terrasse:

- Le premier type : une poutrelle a 3 travées.
- Le 2^{ème} : une poutrelle a 4 travées.
- Le 3^{ème} : une poutrelle a 7 travées.

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

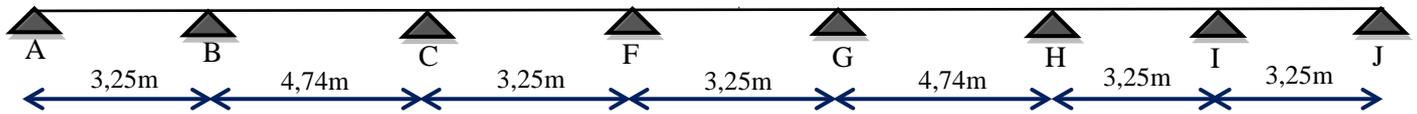


Figure. IV.18 schéma statique des différents types poutrelles plancher terrasse

➤ **Choix de la méthode de calcul:**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$\begin{cases} G=6,51 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1,00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- $Q=1000 \text{ N/m}^2 \leq \max(2G, 500 \text{ N/m}^2) \longrightarrow 1000 \leq \max(2 \times 65100, 500) \dots \dots \text{vérifiée}$
- Les sections de toutes les travées = constante \longrightarrow Inertie constante.....*vérifiée*
- Le rapport de 02 travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25

$\frac{3.25}{4.74} = 0.68 \leq 0.8 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Donc on utilise la méthode de Caquot

* Poutrelle type 1: 03 travées

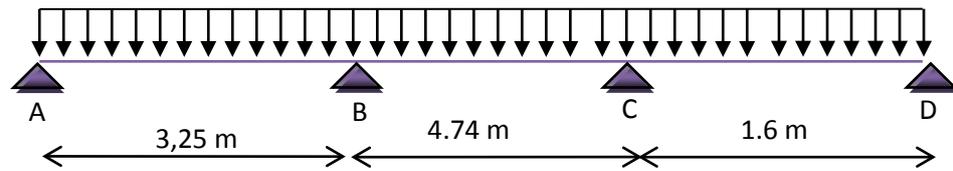


Figure IV.19 Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q

1- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELU :

• Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = -0,2 * \frac{ql^2}{8} = -0,2 * \frac{6,173 * 3,25^2}{8} = -1,63 \text{ Kn.m}$$

$$M_B = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6,173 \times 3,25^3 + 6,173 \times 3,792^3}{8,5(3,25 + 3,792)} = -9,163 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{6,173 \times 3,792^3 + 6,173 \times 1,6^3}{8,5(1,6 + 3,792)} = -7,895 \text{ kn.m}$$

$$M_D = -0,2 * \frac{ql^2}{8} = -0,2 * \frac{6,173 * 1,6^2}{8} = -0,395 \text{ Kn.m}$$

• Calcul des moments en travée :

* Travée A-B: $0 < x < 3,25$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_w = -1,63 \text{ kn.m} \\ M_e = -9,163 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

$$M(x) = \frac{6,173 * 3,25}{2} x - \frac{6,173}{2} x^2 - 1,63 + \frac{(-9,163 + 1,63)}{3,25} x$$

$$M(x) = -3,0865x^2 + 7,713x - 1,63$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$\left. \begin{array}{l} x=0 \\ x=3,25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Rightarrow T(0) = 7,713 \text{ kn} \\ \Rightarrow T(3,25) = -12,349 \text{ kn} \end{array}$$

$$T(x) = -6,173x + 7,713$$

$$T(x)=0 \implies -5,804x + 7,25 = 0 \implies x=1,249\text{m}$$

$$M(1,249) = -3,0865 \cdot (1,249)^2 + 7,713 \cdot 1,249 - 1,63 = 3,188 \text{Kn.m}$$

$$M_{A-B} = 3,188 \text{ Kn.m}$$

* Travée B-C: $0 < x < 4,74$

$$\begin{cases} M_w = -9,163 \text{ kn.m} \\ M_e = -7,895 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M(X) = \frac{6,173 \cdot 4,74}{2} x - \frac{6,173}{2} x^2 - 9,163 + \frac{(-7,895 + 9,163)}{4,74} x$$

$$M(X) = -3,0865x^2 + 14,897x - 9,163$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$\begin{cases} x=0 & \implies T(0) = 14,897 \text{kn} \\ x=4,74 & \implies T(4,74) = -14,363 \text{kn} \end{cases}$$

$$T(x) = -6,173x + 14,897$$

$$T(x)=0 \implies -6,173x + 14,897 = 0 \implies x=2,413 \text{ m}$$

$$M(2,412) = -3,0865 \cdot (2,413)^2 + 14,897 \cdot 2,413 - 9,163 = 8,812 \text{Kn.m}$$

$$M_{B-C} = 8,812 \text{ Kn.m}$$

* Travée C-D: $0 < x < 1,6$

$$\begin{cases} M_w = -7,895 \text{ kn.m} \\ M_e = -0,395 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M(X) = \frac{6,173 \cdot 1,6}{2} x - \frac{6,173}{2} x^2 - 7,895 + \frac{(-0,395 + 7,895)}{1,6} x$$

$$M(X) = -3,0865x^2 + 9,625x - 7,895$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$\begin{cases} x=0 & \implies T(0) = 9,625 \text{kn} \\ x=1,6 & \implies T(1,6) = -0,251 \text{kn} \end{cases}$$

$$T(x) = -6,173x + 9,625$$

$$T(x)=0 \implies -6,173x + 9,625 = 0 \implies x = 1,56 \text{ m}$$

$$M(1,56) = -3,0865 \cdot (1,56)^2 + 9,625 \cdot 1,56 - 7,895 = -0,391 \text{ Kn.m}$$

$$M_{A-B} = -0,391 \text{ Kn.m}$$

Tableau IV.19 Moments en appuis (ELU)

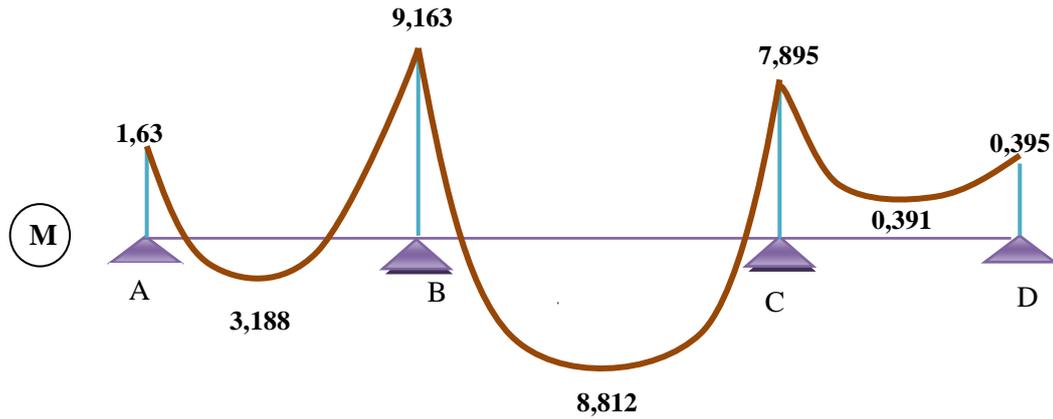
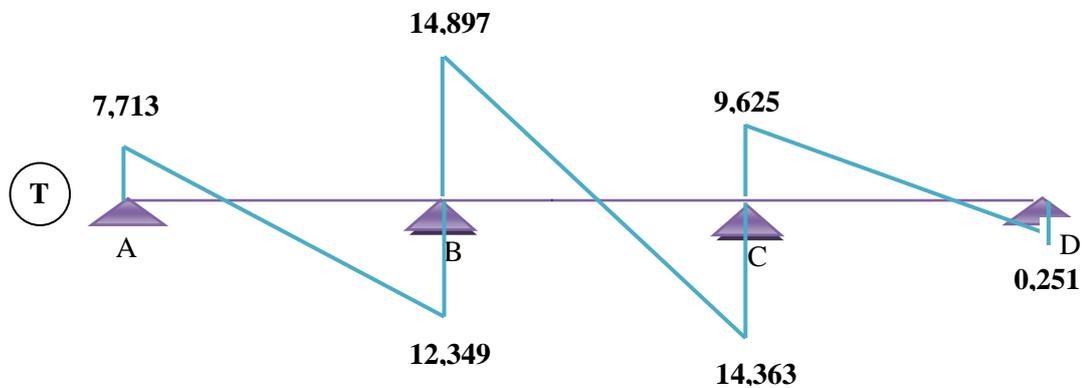
Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,63
B	-9,163
C	-7,895
D	-0,395

Tableau IV.20 Moments en travées (ELU)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
A - B	3,25	1,249	3,188
B - C	4,74	2,412	8,812
C - D	1,60	1,56	-0,391

Tableau IV.21 Efforts tranchants (ELU)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
A - B	3,25	7,713	-12,349
B - C	4,74	14,897	-14,363
C - D	1,60	9,625	-0,251

Figure IV.20 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]Figure IV.21 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

2- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELS :

Le calcul est identique à celui de l'ELU, on déduit les efforts ELS par simple règle de trois.

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = \frac{M_{Au} * q_s}{q_u} = \frac{-1,63 * 4,506}{6,173} = -1,190 \text{ Kn.m}$$

Tableau IV.22 Moments en appuis (ELS)

Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,190
B	-6,688
C	-5,763
D	-0,288

- Calcul des moments sur travées :

- Travée A-B: $0 < x < 3,25$

$$M_{(A-B)} = \frac{M_{(A-B)U} * q_S}{q_U} = \frac{3,188 * 4,506}{6,173} = 2,327 \text{ Kn.m}$$

$$x_u = x_s = 1,249 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{A-B} = \frac{T_{A-B(x=0)} * q_S}{q_U} = \frac{7,713 * 4,506}{6,173} = 5,630 \text{ Kn.} \\ T_{A-B} = \frac{T_{A-B(x=3,25)} * q_S}{q_U} = \frac{-12,349 * 4,506}{6,173} = -9,014 \text{ Kn.} \end{array} \right.$$

Tableau IV.23 Moments en travées (ELS)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
A - B	3,25	1,249	2,327
B - C	4,74	2,412	6,432
C - D	1,60	1,56	-0,285

Tableau IV.24 Efforts tranchants (ELS)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
A - B	3,25	5,630	-9,014
B - C	4,74	10,874	-10,484
C - D	1,60	7,025	-0,183

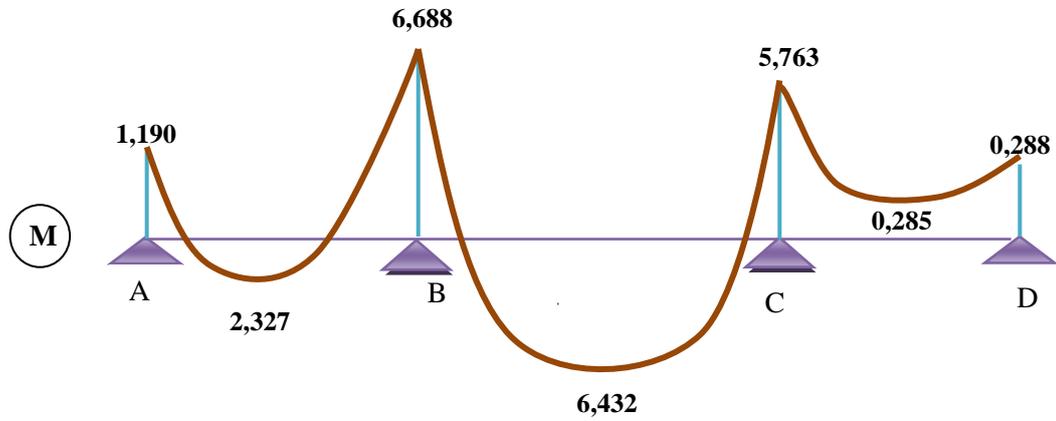


Figure IV.22 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

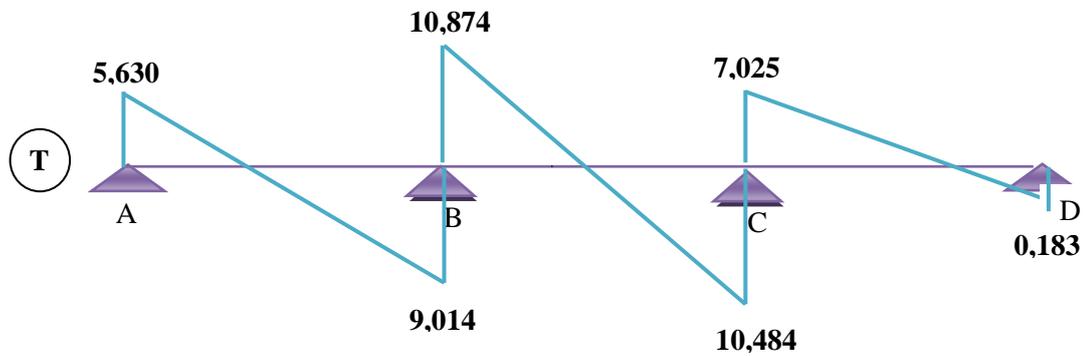


Figure IV.23 Diagramme des efforts tranchants

* Poutrelle type 2: 04 travées

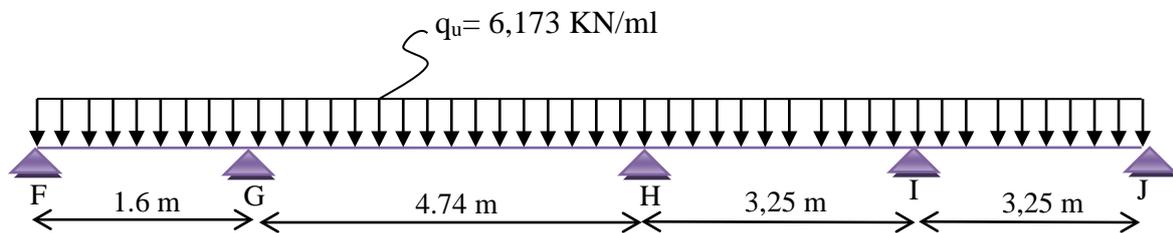


Figure IV.24 Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q

3- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELU :

De la même manière, on détermine les efforts pour les autres types des poutrelles par la méthode de Caquot.

- **En appuis :**

Tableau IV.25 Moments en appuis (ELU)

Appui	Moment (Kn.m)
F	-0,395
G	-7,895
H	-8,192
I	-6,443
J	-1,63

- **En travées :**

Tableau IV.26 Moments en travées (ELU)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
F - G	1,60	0,04	-0,389
G - H	4,74	2,36	9,292
H - I	3,25	1,712	0,857
I - J	3,25	1,865	4,291

- **Efforts tranchants :**

Tableau IV.27 Efforts tranchants (ELU)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
F - G	1,60	0,251	-9,625
G - H	4,74	14,567	-14,693
H - I	3,25	10,57	-9,492
I - J	3,25	11,512	-8,550

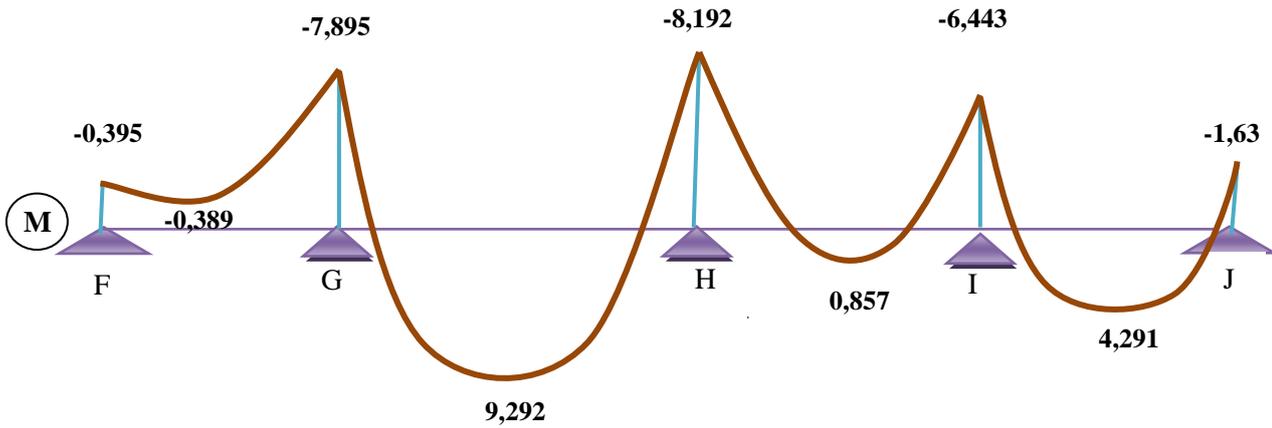


Figure IV.25 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

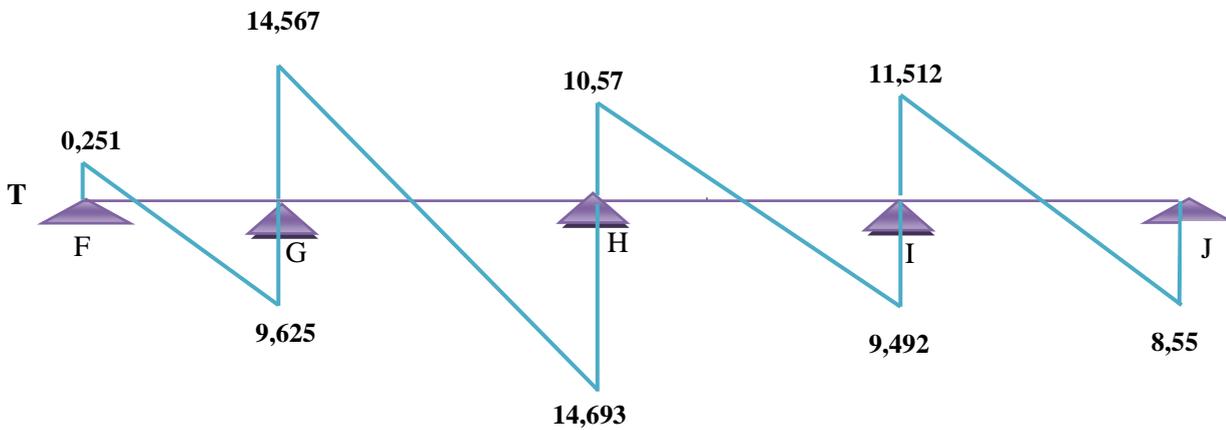


Figure IV.26 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

4- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELS :

- En appuis :

Tableau IV.28 Moments en appuis (ELS)

Appui	Moment (Kn.m)
F	-0,288
G	-5,762
H	-5,980
I	-4,703
J	-1,189

- *En travées :*

Tableau IV.29 Moments en travées (ELS)

Travée	L (m)	X (m)	Moment (Kn.m)
F - G	1,60	0,04	-0,283
G - H	4,74	2,36	6,782
H - I	3,25	1,712	0,625
I - J	3,25	1,865	3,132

- *Efforts tranchants :*

Tableau IV.30 Efforts tranchants (ELS)

Travée	L (m)	T (X=0) en (Kn)	T (X=L) en (Kn)
F - G	1,60	0,183	-7,025
G - H	4,74	10,633	-10,725
H - I	3,25	7,715	-6,928
I - J	3,25	8.403	-6,241

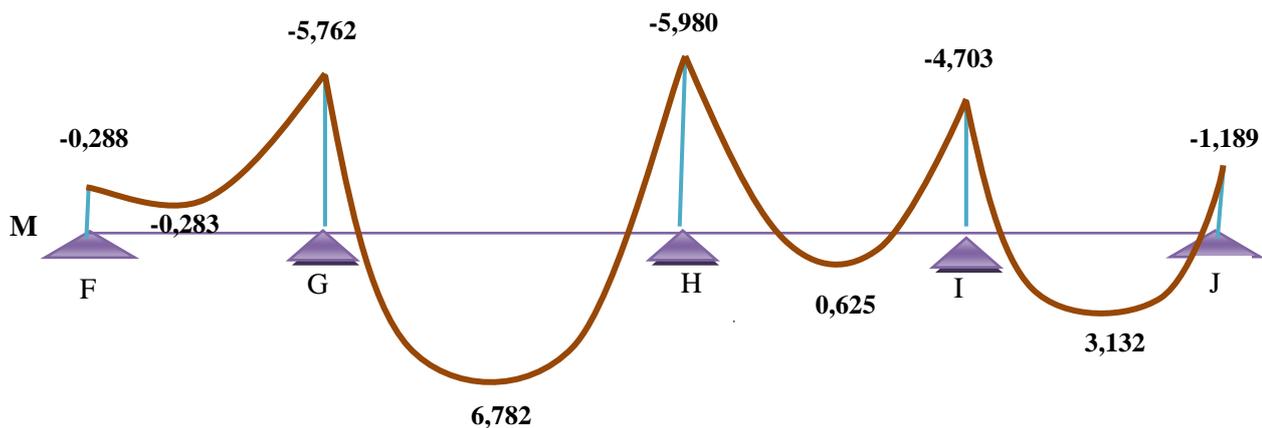


Figure IV.27 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

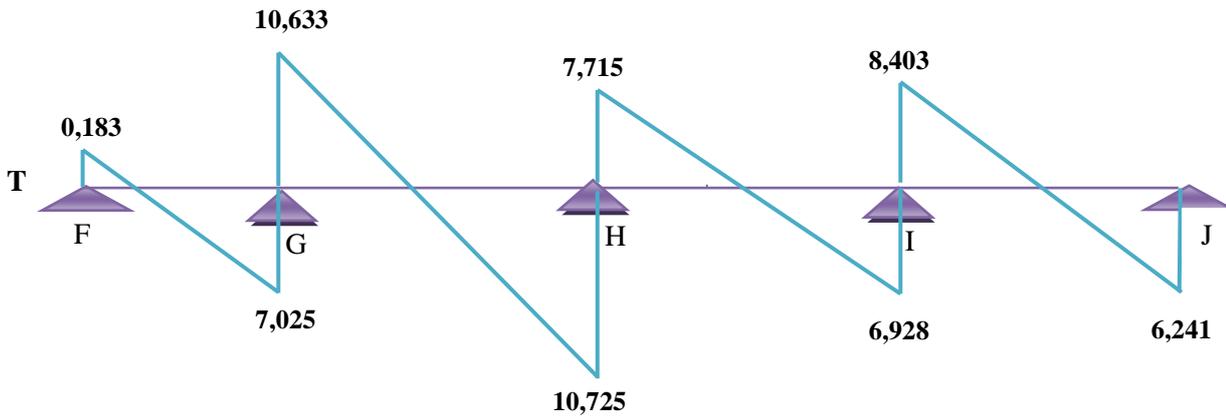


Figure IV.28 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

* Poutrelle type 3: 07 travées

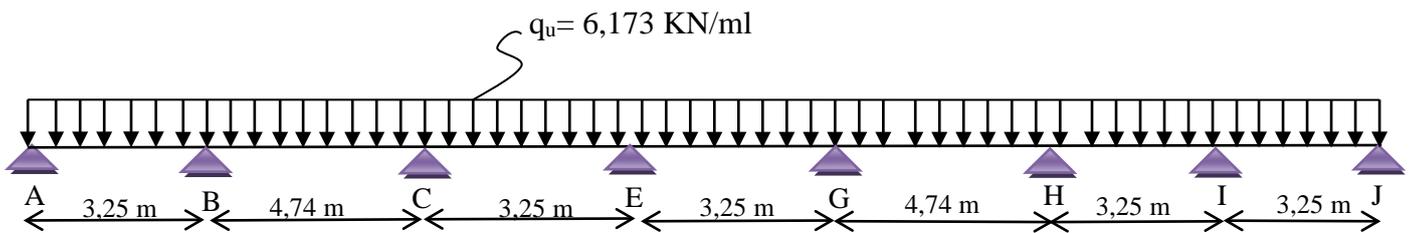


Figure IV.29 Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q

5- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELU :

- En appuis :

Tableau IV.31 Moments en appuis (ELU)

Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,63
B	-9,163
C	-8,192
E	-4,909
G	-8,192

<i>H</i>	-8,192
<i>I</i>	-6,443
<i>J</i>	-1,63

- *En travées :*

Tableau IV.32 Moments en travées (ELU)

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>X (m)</i>	<i>Moment (Kn.m)</i>
<i>A - B</i>	3,25	1,249	3,188
<i>B - C</i>	4,74	2,403	8,660
<i>C - E</i>	3,25	1,788	6,029
<i>E - G</i>	3,25	1,461	1,682
<i>G - H</i>	4,74	2,37	9,145
<i>H - I</i>	3,25	1,712	0,857
<i>I - G</i>	3,25	1,865	4,291

- *Efforts tranchants :*

Tableau IV.33 Efforts tranchants (ELU)

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>T (X=0) en (Kn)</i>	<i>T (X=L) en (Kn)</i>
<i>A - B</i>	3,25	7,713	-12,349
<i>B - C</i>	4,74	14,834	-14,426
<i>C - E</i>	3,25	11,04	-9,022
<i>E - G</i>	3,25	9,021	-11,041
<i>G - H</i>	4,74	14,63	-14,63
<i>H - I</i>	3,25	10,568	-9,474
<i>I - G</i>	3,25	11,512	-8,552

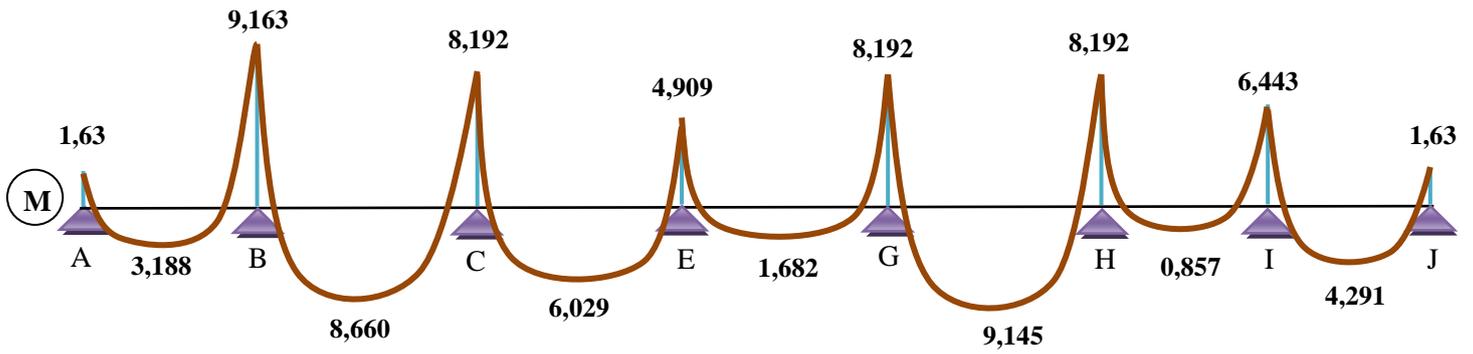


Figure IV.30 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

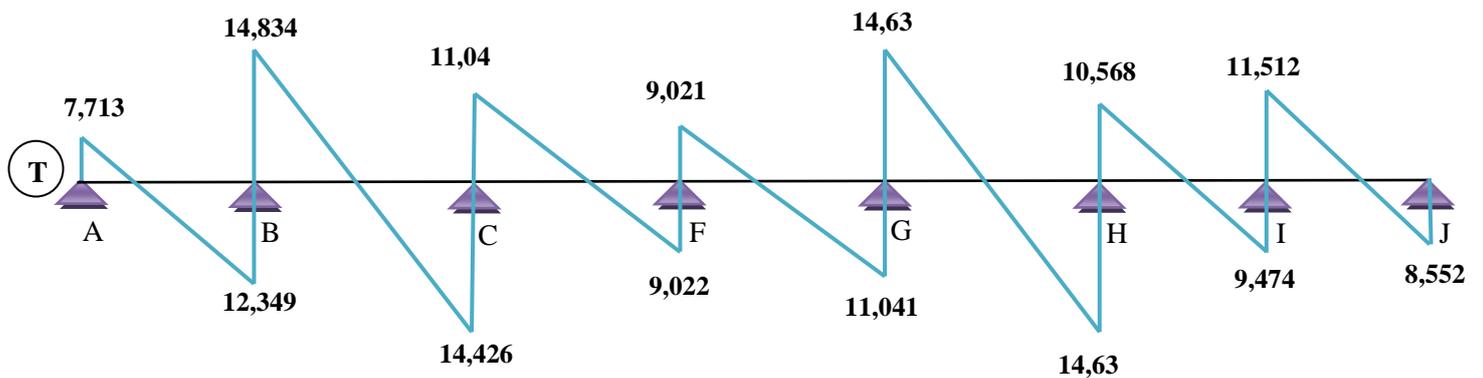


Figure IV.31 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

6- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à ELS :

- En appuis :

Tableau IV.34 Moments en appuis (ELS)

Appui	Moment (Kn.m)
A	-1,189
B	-6,688
C	-5,979
E	-3,583

<i>G</i>	-5,979
<i>H</i>	-5,979
<i>I</i>	-4,703
<i>J</i>	-1,189

- *En travées :*

Tableau IV.35 Moments en travées (ELS)

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>X (m)</i>	<i>Moment (Kn.m)</i>
<i>A - B</i>	3,25	1,249	2,327
<i>B - C</i>	4,74	2,403	6,321
<i>C - E</i>	3,25	1,788	4,400
<i>E - G</i>	3,25	1,461	1,227
<i>G - H</i>	4,74	2,37	6,675
<i>H - I</i>	3,25	1,712	0,625
<i>I - J</i>	3,25	1,865	3,132

- *Efforts tranchants :*

Tableau IV.36 Efforts tranchants (ELS)

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>T (X=0) en (Kn)</i>	<i>T (X=L) en (Kn)</i>
<i>A - B</i>	3,25	5,630	-9,014
<i>B - C</i>	4,74	10,828	-10,530
<i>C - E</i>	3,25	8,058	-6,585
<i>E - G</i>	3,25	6,584	-8,059
<i>G - H</i>	4,74	10,679	-10,679
<i>H - I</i>	3,25	7,714	-6,930
<i>I - J</i>	3,25	8,403	-6,242

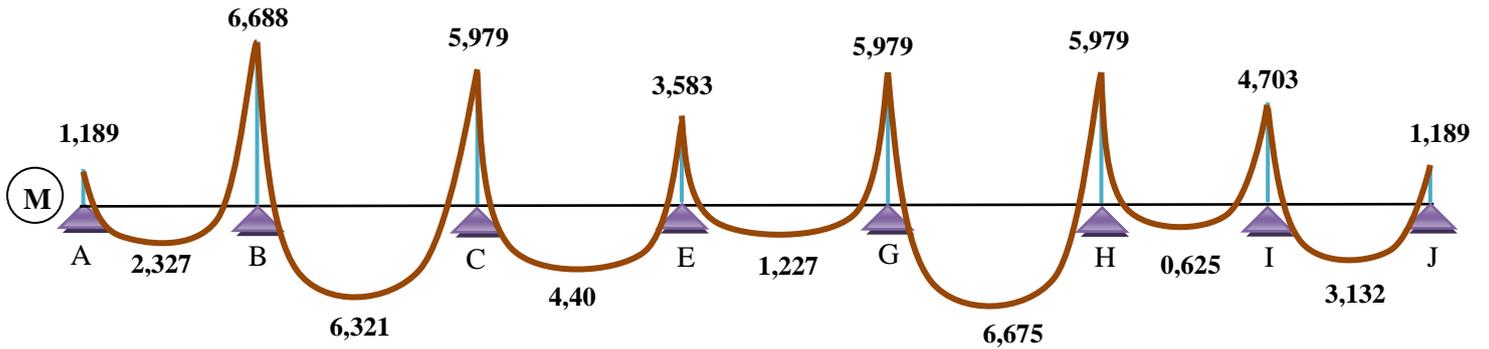


Figure IV.32 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

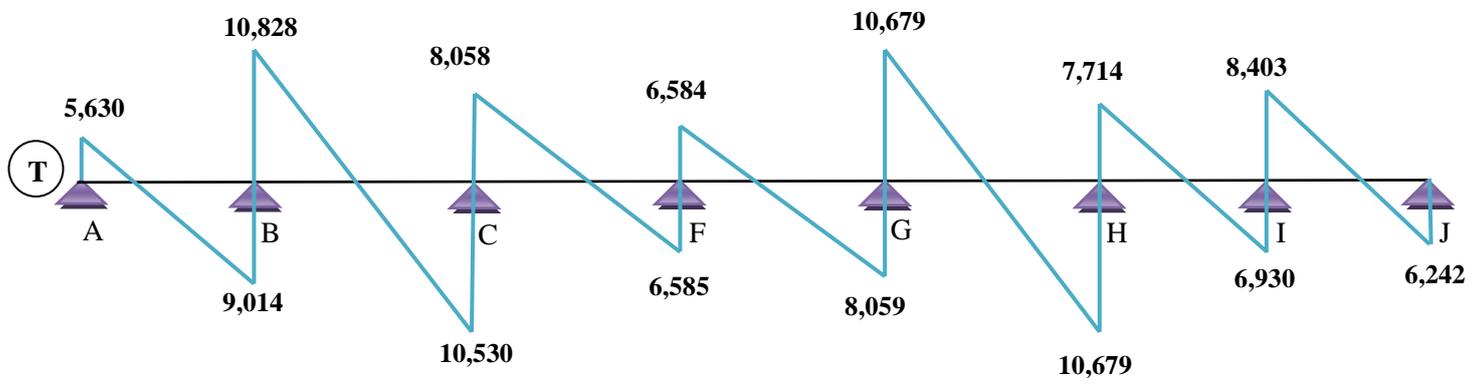


Figure IV.33 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau IV.37 Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

Niveau	Type de poutrelle	M _t (KN.m)		M _a (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Étage courant	1	8,267	5,981	8,617	6,234	14,00	10,129
	2	8,74	6,323	7,703	5,573	13,812	9,993
	3	8,60	6,222	8,617	6,234	13,949	10,092
Terrasse	1	8,812	6,432	9,163	6,688	14,897	10,874
	2	9,292	6,782	8,192	5,980	14,693	10,725
	3	9,145	6,675	9,163	6,688	14,834	10,828

IV.8. ferrailage des poutrelles :

Données :

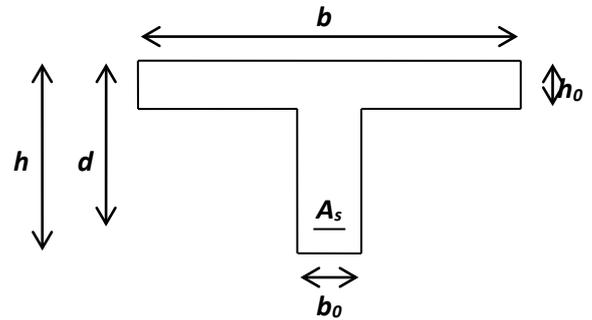
 $b=60$ cm largeur de la table $h=16+4=20$ cm hauteur total de la section $b_0=12$ cm largeur de l'âme $h_0=4$ cm hauteur de dalle de compression $c=c'=2$ cm enrobage des armatures $d=h-c=20-2=18$ cm $f_y=400$ MPa = 40 kn/cm² $f_{ij}=0,6+0,06f_c28=0,6+0,06*25=2,1$ MPa

Figure IV.34 Dimensions des poutrelles

a) Ferrailage sur travée à l'E.L.U :

 $M_u=9,292$ KN.m

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 10^4 \times 25}{1 \times 1,5} = 142 \text{ kgf/cm}^2$$

$$M_t = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 142 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 545280 \text{ kgf.cm} = 54,53 \text{ kn.m}$$

 $M_t > M_u$: l'axe neutre tombe dans la table de compression \implies (section rectangulaire $S=b \cdot h$)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,292 \times 10^4}{60 \times (18)^2 \times 142} = 0,033 < \mu_R = 0,392 \implies A_s' = 0$$

 $\mu < 0,186 \implies$ domaine 1

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}}{0,8} = 0,042$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA} = 348 \text{ MPa.}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 18 \times (1 - 0,4 \times 0,042) = 17,70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{9,292 \times 10^4}{17,70 \times 3480} = 1,51 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte : **2T12 = 2,26 cm²**

b) Ferrailage sur appui à l'E.L.U:

$$M_A = 9,163 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire $\implies S = b_0 \times h$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,163 \times 10^4}{12 \times (18)^2 \times 142} = 0,166$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{0,5 + 1000 \varepsilon_{es}} = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,8 \times 0,668 \times (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R$$

$$\mu < 0,186 \implies \text{domaine 1}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,166}}{0,8} = 0,23$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA} = 348 \text{ MPa.}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 18 \times (1 - 0,4 \times 0,23) = 16,34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_A}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{9,163 \times 10^4}{16,34 \times 3480} = 1,61 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité :**

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

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte : **2T12 = 2,26 cm²**

- **Vérification à E.L.S**

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Vérification au cisaillement :**

on doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14897}{120 \times 180} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.9. Armatures transversales

Selon CBA 93, calcul des armatures transversales ;

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois valeurs suivantes :

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

Avec :

h_t : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (5,71 ; 12 ; 12)$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Pour l'espacement entre les armatures transversales, d'après CBA 93 nous avons :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times K}{0,9 f_e} \text{ avec } K=0 \text{ (en considère qu'il y a reprise de bétonnage)} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \tau_u} = \frac{0,57 \times 0,9 \times 348}{12 \times 0,69} = 21,56 \text{ cm}$$

L'espacement maximal à ne pas dépasser :

$$S_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} = 47,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(21,56; 16,2; 47,5)$$

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

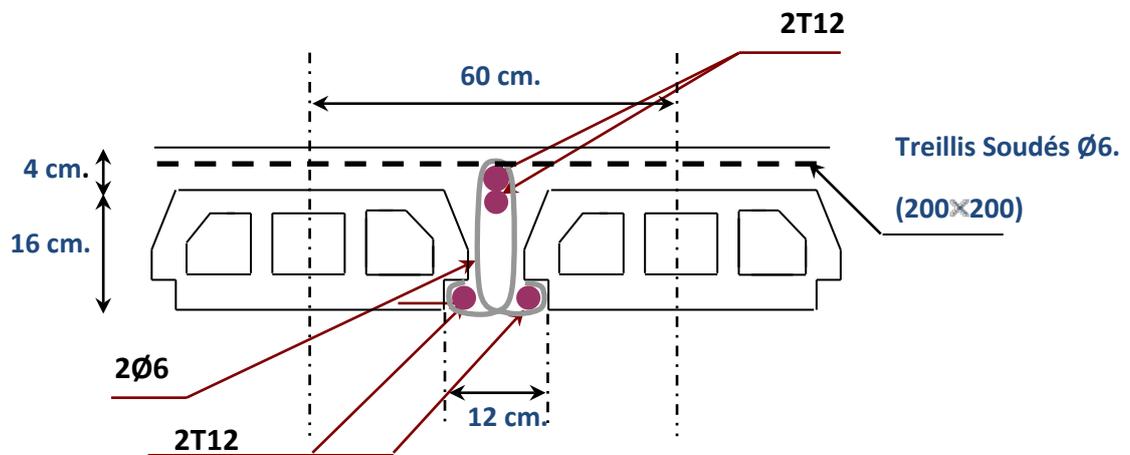


Figure IV.35 Ferrailage des poutrelles

IV.10 Longueur de scellement droit :

C'est la longueur pour assurer un ancrage droit, et par défaut de calcul selon CBA 93 art A6.1.2.2 la longueur de scellement droit :

$$L_s = 40 \cdot \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

IV.11. Vérification de la flèche

Selon CBA 93 B.6.5.2 on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_0} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{474} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,042 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L_0} \geq \frac{M_{t,ser}}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{474} \geq \frac{6,782}{15 \times 12,49} \Rightarrow 0,042 \geq 0,036 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{12 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,0104 \leq 0,009 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche est obligatoire :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \quad ; A_s' = 0$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} \quad , \quad f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad , \quad b = 60 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

Selon CBA 93 art B6.5.3 –valeur limite de flèche:

$$\text{Il faut que : } \Delta f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{lorsque } 0 \leq L \leq 500 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} + f_{gi}$$

f_{gv} : Flèche due à la charge permanente instantanée.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre.

f_{pi} : Flèche due à la charge permanente et exploitation.

f_{gi} : Flèche due à la charge permanente différée.

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 550 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 550 + 150 = 700 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 550 - 75 = 475 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G + \text{charge d'exploitation}$).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m} \begin{cases} G = 5500 \times 0,60 = 3300 \text{ N/ml} \\ P = 7000 \times 0,60 = 4200 \text{ N/ml} \\ J = 4750 \times 0,60 = 2850 \text{ N/ml} \end{cases}$$

IV.11.1. Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \times \frac{3300 \times (4,74)^2}{8} = 6580,20 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \times \frac{4200 \times (4,74)^2}{8} = 8374,80 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \times \frac{2850 \times (4,74)^2}{8} = 5682,90 \text{ N.m.} \end{cases}$$

✚ **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

✚ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4)/2] + 15 \times 2,26 \times 2}{(60 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,26}$$

$$y_G = 12,71 \text{ cm}$$

✚ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \times (12,71)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (12,71 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (20 - 12,71)^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 12,71)^2$$

$$I_g = 32990,43 \text{ cm}^4$$

✚ **Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,010$$

D'après le B.A.E.L : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1,0 \longrightarrow \beta_1 = 0,837$

IV.11.2. Calcul des contraintes suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6580,20}{2,26 \times 0,837 \times 18} = 193,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8374,80}{2,26 \times 0,837 \times 18} = 245,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5682,90}{2,26 \times 0,837 \times 18} = 166,90 \text{ MPa}$$

IV.11.3. Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 193,26 + 2,1} \right] = 0,627$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 245,96 + 2,1} \right] = 0,693$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 166,90 + 2,1} \right] = 0,582$$

IV.11.4. Calcul des moments d'inertie fictifs

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01} = 4,04$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01} = 1,61$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 32990,43}{(1 + 4,04 \times 0,627)} = 11483,72 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 32990,43}{(1 + 1,61 \times 0,627)} = 22175,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 32990,43}{(1 + 4,04 \times 0,693)} = 10390,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 32990,43}{(1 + 4,04 \times 0,582)} = 12371,64 \text{ cm}^4$$

IV.12. Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{6580,20 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 11483,72} = 0,40 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{6580,20 \times (474)^2}{10 \times 10818,86 \times 22175,46} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{5682,90 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 12371,64} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{8374,80 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 10390,03} = 0,56 \text{ cm}$$

IV.12.1. La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,61 - 0,32) + (0,56 - 0,40)$$

$$\Delta f_t = 0,45 \text{ cm}$$

IV.12.2. La flèche admissible

$$\text{Pour } L = 474 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{474}{500} = 0,948 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,45 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,948 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

IV.13. Dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrailée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A est la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en cm^2 pour mètre de nervure)

Avec : L_1 : distance entre l'axe es poutrelles ($L_1=60$ cm)

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)

Pour : FE 520 MPA (TL 520 ($\Phi < 6$) Ts)

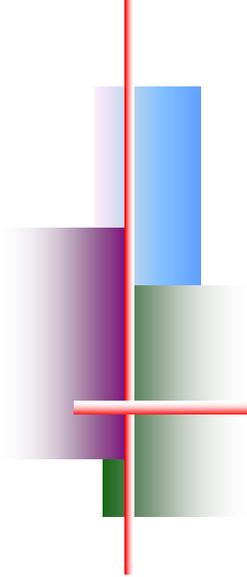
$$A_1 = 4 \times \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / ml$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2, S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\Phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.



Chapitre V



Étude des éléments secondaires

-  *Acrotère.*
-  *Escaliers.*
-  *Dalle machine*
-  *Dalle flottante*

V.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (cloisons....) ou en béton (acrotère, escalier, balcon.....etc.)

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants:

- ◆ Acrotère
- ◆ Escalier
- ◆ Dalle machine
- ◆ Dalle flottante

V.2. Acrotère

V.2.1. Définition:

L'acrotère est un élément structural contournant du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armée . soumis a son poids propre et a une surcharge horizontales. Il est assimilé a une console encastrée au plancher terrasse . la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal du à son poids propre (**G**).
- * Un moment du à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse et de protéger le gravie de la Ouussée du vent.

V.2 .2. Evaluation des charges:

a) La surface de l'acrotère est :

$$S=(0.02*0.1)/2 + (0.08*0.1) +(0.1*0.6)$$

$$S= 0.069$$

$$S=0.069\text{m}^2$$

b) Le poids propre de l'acrotère est:

$$G= 25*0.069= 1.725 \text{ kn/m}$$

$$G=1.725\text{kn/m}$$

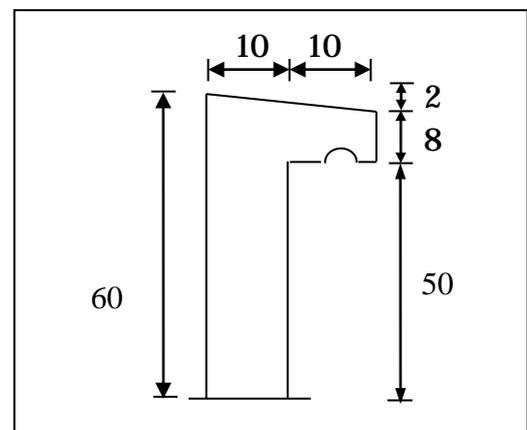


Figure V.1: Coupe de l'acrotère

Il subit une poussée horizontale de main courant de : $Q = 1 \text{ kn/m}$

$$Q = 1 \text{ kn/m}$$

c) Une force d'origine sismique F_p :

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

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

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

$A = 0,15$ A : coefficient d'accélération de zone (zone IIa).

$C_p = 0,80$ C_p : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$ W_p : poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.1725 = 0.828 \text{ kn/ml}$$

$$C_g = (0.6 \times 0.1 \times 0.3) + 0.08 \times 0.1 \times (0.5 + 0.04) + 0.02 \times 0.1 / 2 \times (0.58 + 0.02 / 3) / 0.069 = 0.33 \text{ m}$$

$$C_g = 0.33 \text{ m}$$

$$M_E = 0.828 \times 0.33 = 0.27 \text{ kn.m}$$

$$T_E = F_E = 0.828 \text{ kn/ml}$$

d) calcul des sollicitations:

G : crée un effort normal $N_g = 1.725 \text{ kn/ml}$

Q : crée un effort tranchant $N_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kn/ml}$

❖ ELU:

$$N_u = 1.35 N_g = 1.35 \times 1.725 = 2.322 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = 1.5 N_Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kn.m/ml}$$

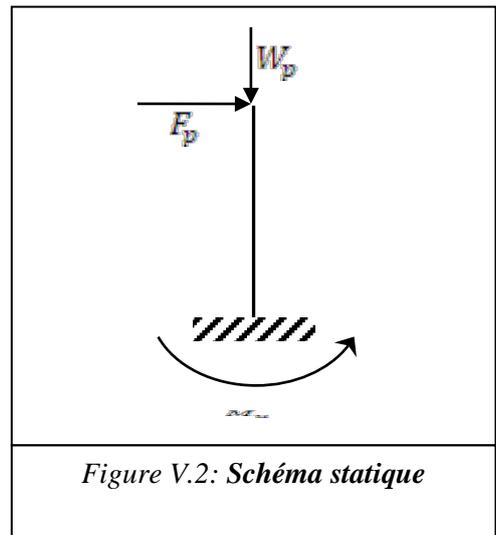
$$T_u = 1.5 N_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kn/ml}$$

❖ ELS:

$$N_{ser} = N_G = 1.72 \text{ kn/ml}$$

$$M_{ser} = M_G = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kn/ml}$$

$$T_{ser} = N_Q = 1 \text{ kn/ml}$$



❖ ELA G+Q+E

$$N_A = N_G + N_Q + N_E = 1.72 \text{ kn/ml}$$

$$(N_Q=0, N_E=0)$$

$$T_A = T_Q + T_E = 1 + 0.828 = 1.828 \text{ kn/ml}$$

$$M_A = M_G + M_Q + M_E = 0.6 + 0.27 + 0 = 0.87 \text{ kn/ml}$$

V.2 .3. Ferrailages:

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, L'eau, neige ,etc....)

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit: $A_s = A_s'$).

V.2.4. Détermination de l'excentricité:

$$\text{E.L.U: } e_{ou} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.322} = 0.38\text{m} = 38\text{cm}$$

$$\text{E.L.S : } e_{ou} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.72} = 0.34\text{m} = 34\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m} = 1.6\text{cm}$$

$e_1 < e_o \longrightarrow$ le centre de pression se trouve dans l'extrémité de la section, et l'effort étant un effort de compression \longrightarrow la section est partiellement comprimée. Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_A) calculé par rapport aux armatures tendues.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.1\text{m} \\ b = 1\text{m} \\ d = h - c = 0.1 - 0.02 = 0.08\text{m} \end{array} \right.$$

* E.L.U:

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

D'après le BAEL-91, le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendus.

$$M_a = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.9 + 2.322 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_A = 0.96\text{kn.m}$$

D'après l'organigramme de calcul en flexion simple on donne les résultats suivants:

Tableau V.1: Ferrailage de l'acrotère

ELU	Pivot		$A_{sc} (cm^2)$	$A_{st} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
	U=0.0105	$\alpha= 0.016$	0	0.346cm ² On adopte 4HA8 Pour chaque face sens x et le sens y	$A_{min} \leq 0.23bd$ $= 0.96cm^2$
	Pivot A				

* ELS :

Tableau V.2: Vérification des contraintes

	M (kn.m)	$\bar{\sigma}_b (Mpa)$	$\bar{\sigma}_s (Mpa)$	$\sigma_s (Mpa)$	$\sigma_b (Mpa)$
ELS	0.065	15	201.6	34.96	0.919

*ELA :

Tableau V.3: Ferrailage de l'acrotère à ELA

	M (kn.m)	$A_{sc} (cm^2)$	$A_{st} (cm^2)$	U
ELA	0.092	0	0.332 < 2cm ²	0.010

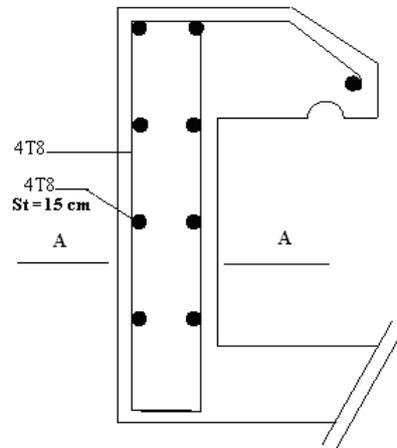
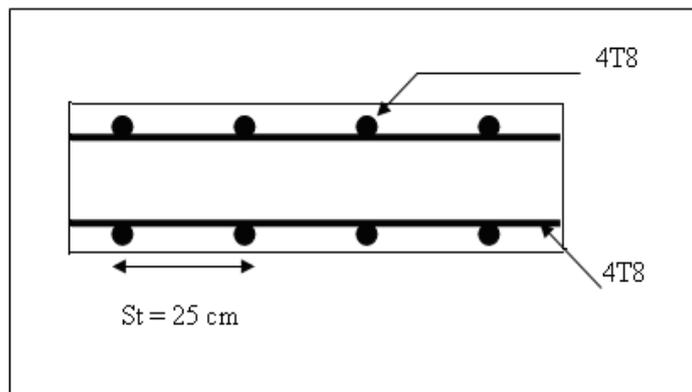


Schéma de ferrailage de l'acrotère.



Coupe A-A

Figure V.3 Ferrailage de l'acrotère

V.3. Les Escaliers

V.3.1. Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

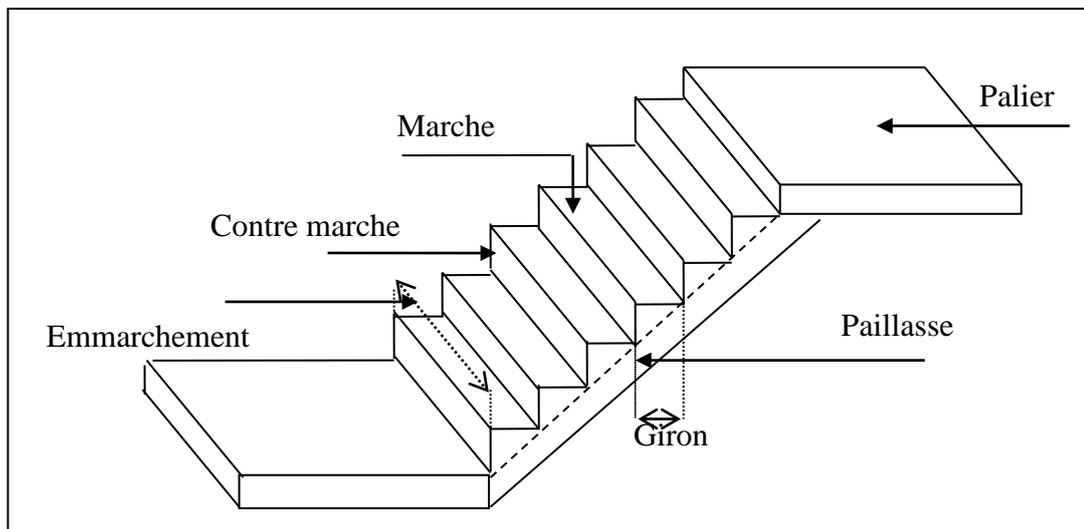


Figure V.4 Schéma d'un escalier

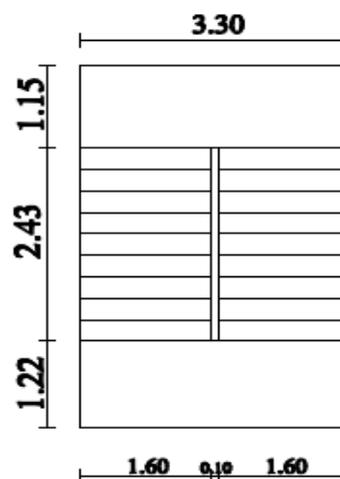


Figure V.5 Vue en plan des escaliers

V.3.2. Étude des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

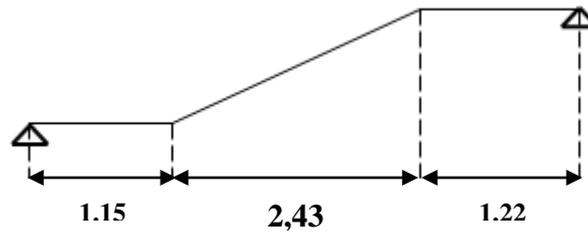


Schéma statique

V.3.2.1 Calcul de nombre des marches :

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}, \text{ on prend } \mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{8}$$

$$\Rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm.}}$$

D'après la formule de (*BLONDEL*) on a :

$$\mathbf{59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } \mathbf{59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}}$$

❖ l'angle d'inclinaison de la paillasse:

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = \mathbf{29,54^{\circ}}$$

$$\alpha = \mathbf{29,54^{\circ}}$$

V.3.2.2. Épaisseur de la paillasse et de palier

a. Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{365}{30} \leq ep \leq \frac{365}{20} = 12,16 \text{ cm.} \leq ep \leq 18,25 \text{ cm}$$

on prend $ep = 15$.

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

V.3.2.3 Évaluation des charges:

* Palier

Tableau V.4 Évaluation des charges (palier)

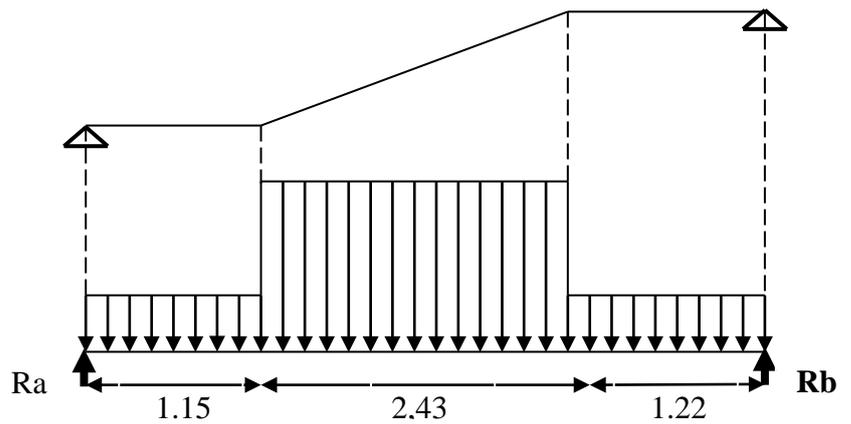
Désignation	ep (m)*Poids volumique (kn/m ²)	G (kn/m ²)
Carrelage	0,02x20,00	0,40
Mortier de pose	0,03*20,00	0,60
Plancher dalle pleine	0,15*25	3,75
Enduit de plâtre	0,02*10,00	0,20
TOTAL	G	4,95
	Q	2,5

* Paillasse

Tableau V.5 Évaluation des charges (paillasse)

Désignation	ep (m)*Poids volumique (kn/m ²)	G (kn/m ²)
Carrelage	0,02*20,00	0,40
Mortier de pose	0,03*20,00	0,60
Marche armée	0,17/2*25	2.125
Dalle incliné	0.15*25/0.87	4.310
Enduit de plâtre	0.02*10,00/0.87	0.229
TOTAL	G	7.66
	Q	2.5

V.3.3. Combinaison des charges:



*ELU:

Palier: $q_{u1} = 1.35 \cdot 4.95 + 1.5 \cdot 2.5 = 10.43 \text{ kN/m}$

Paillasse: $q_{u2} = 1.35 \cdot 7.66 + 1.5 \cdot 2.5 = 14.09 \text{ kN/m}$

*ELS:

Palier: $q_{s1} = 4.95 + 2.5 = 7.44 \text{ kN/m}$

Paillasse: $q_{s2} = 7.66 + 2.5 = 10.16 \text{ kN/m}$

V.3.4. Calcul le moment a ELU:

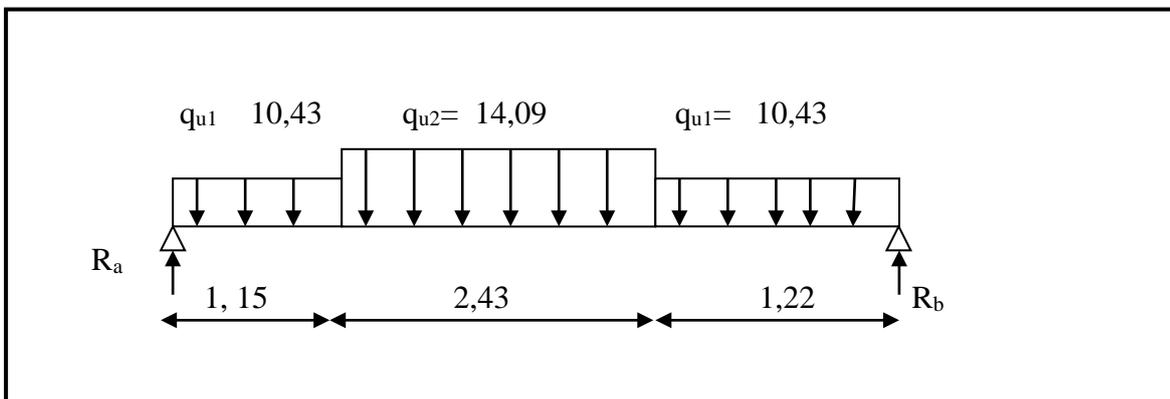


Schéma de chargement

$$q_{ueq} = 10.43 \cdot 1.15 + 14.09 \cdot 2.43 + 1.22 \cdot 10.43 / 4.8 = 12.28 \text{ kN}$$

$$q_{ueq} = 12.28 \text{ kN}$$

➤ *Calcul de réactions:*

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 1,15) + (q_2 \times 2,43) + (q_1 \times 1,22)$$

$$R_a + R_b = 10.43 \times 1.15 + 14.09 \times 2.43 + 10.43 \times 1.22$$

$$R_a + R_b = 58.95 \text{ kn}$$

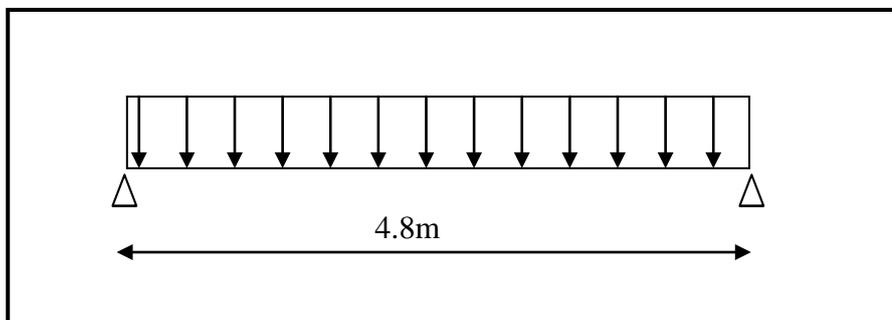
$$\sum M/a = 0 \Rightarrow +R_B * 4.8 - (q_1 \times 1,15) * 1.15/2 - (q_2 \times 2,43) * (2.43/2 + 1.15) - (q_1 \times 1,22) * (1.22/2 + 2.43 + 1.15)$$

$$R_b = \frac{141.17}{4.8}$$

$$R_b = 29.41 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow R_a = 58.95 - 29.41 = 29.54 \text{ kn}$$

$$R_a = 29.54 \text{ kn}$$

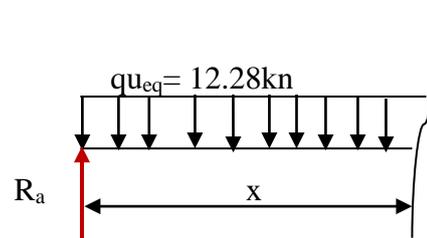


Tronçons :

$$\diamond 0 \leq x \leq 4.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = R_A x - q_{u_{eq}} \frac{x^2}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(4.8) = 29.54 * 4.8 - 12.28 * \frac{4.8^2}{2} \end{array} \right.$$



$$M(4.8) = +0.332 \text{kn.m}$$

Le moment M_t est max a $X=29.54/12.28=2.4\text{m}$

$$M_{t_{\max}} = -12.28 \frac{2.4^2}{2} + 29.54 * 2.4$$

$$M_{t_{\max}} = 35.53 \text{kn.m}$$

$$M_{t_{\max}} = 35.53 \text{kn.m}$$

$$M_0 = 12.28 * \frac{4.8^2}{8} = 35.36 \text{kn.m}$$

$$M_0 = 35.36 \text{kn.m}$$

$$M_0 = 35.36 \text{kn.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 10.60 \text{kn.m}$$

$$M_a = 10.60 \text{kn.m}$$

$$\{ T(x) = R_A - q_{ec} x \}$$

$$T(x) = -12.28x + 29.54$$

$$\begin{cases} T(0) = 29.54 \text{kn} \\ T(4.8) = -29.40 \end{cases}$$

V.3.5. Calcul le moment a ELS:

$$q_{seq} = \frac{7.44 * 1.15 + 10.16 * 2.43 + 7.44 * 1.22}{4.8} = 8.81 \text{kn}$$

$$q_{seq} = 8.81 \text{kn}$$

Calcul des réactions:

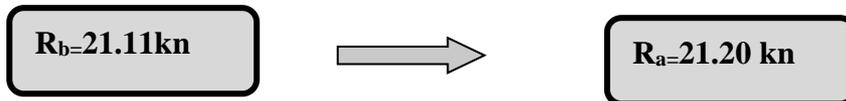
$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 1,15) + (q_2 \times 2,43) + (q_1 \times 1,22)$$

$$R_a + R_b = 7.44 * 1.15 + 10.16 * 2.43 + 7.44 * 1.22$$

$$R_a + R_b = 42.32 \text{kn}$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow +R_B * 4.8 - (q_1 \times 1,15) * 1.15/2 - (q_2 \times 2,43) * (2.43/2 + 1.15) - (q_1 \times 1,22) * (1.22/2 + 2.43 + 1.15)$$

$$R_b = \frac{101.32}{4.8} = 21.11 \text{ kn}$$

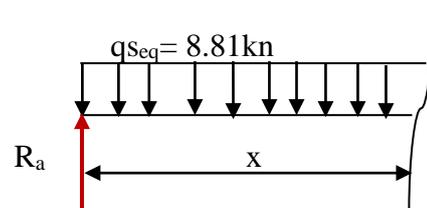


Tronçons :

$$\diamond \quad 0 \leq x \leq 4.8$$

$$\left\{ M(x) = R_A x - q_{seq} \frac{x^2}{2} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(4.8) = 21.20 * 4.8 - 8.81 * \frac{4.8^2}{2} \end{array} \right.$$



$$M(4.8) = + 0.26 \text{ kn.m}$$

Le moment M_t est max a $x = 21.20/8.81 = 2.4 \text{ m}$

$$M_{t_{\max}} = -8.81 \frac{2.4^2}{2} + 21.20 * 2.4$$

$$M_{t_{\max}} = 25.51 \text{ kn.m}$$

$$M_{t_{\max}} = 25.51 \text{ kn.m}$$

$$M_0 = 8.81 * \frac{4.8^2}{8} = 25.37 \text{ kn.m}$$

$$M_0 = 25.37 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 7.61 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 7.61 \text{ kn.m}$$

$$\left\{ T(x) = R_A - q_{ec} x \right\}$$

$$T(x) = -8.81x + 21.20$$

$$\begin{cases} T(0) = 21.20 \text{ kn} \\ T(4.8) = -21.08 \text{ kn} \end{cases}$$

Conclusion :**(E.L.U) :**

$$M_t \text{ max} = 35,53 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 10,60 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 29,54 \text{ kn}$$

(E.L.S) :

$$M_t \text{ max} = 25,51 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 7,61 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 21,20 \text{ kn}$$

V.3.6. Ferrailage :**ELU:****En Appui**

$$M_{u_a} = 10.60 \text{ kn.m}$$

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ d = 12 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} \implies \mu = \frac{10,60 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,051$$

$$u < u_r = 0.392 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.065$$

$$Z = d(1 - 0,40\alpha) = 11.68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{10,60 \times 10^3}{11.68 \times 348} = 2,60 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

❖ *Calcul de l'espacement:*

$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$, On adopte un espacement de 25cm

❖ *Les armatures de répartition*

$$Ar = \sigma_s = \frac{Ap}{4} = \frac{3.14}{4} = .0.785\text{cm}^2$$

On adopte : $Ar = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

❖ *Condition de non fragilité:*

$$A_{\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 1.44\text{cm}^2$$

$$As = 3.14\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.44\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{vérifier}$$

En travée :

$$M_{\text{ut}} = 35.53\text{kn.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} \implies \mu = \frac{35,53 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,16} = 0,174$$

$$u < u_r = 0.392 \implies \text{Pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.240$$

$$Z = d(1 - 0,40\alpha) = 10.84\text{cm}$$

$$As = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{35,53 \times 10^3}{10.84 \times 348} = 9,41\text{cm}^2$$

On adopte : $As = 9T12 = 10.18\text{cm}^2$

❖ *Calcul de l'espacement:*

$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$, On adopte un espacement de **15cm**

❖ *Les armatures de répartition:*

$$A_r = \sigma_s = \frac{Ap}{4} = \frac{10.18}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{ij}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.18 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{verifier}$$

Verification A L'ELS:

En appui:

$$M_{as} = 7.61 \text{ kn.m} \quad \longrightarrow \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Profondeur de l'axe neutre:**

$$\frac{b \times x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 565.2 = 0$$

$$(\sqrt{\Delta}) = 339.49 \Rightarrow x = 3.86 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 5037.90 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes:**

• **En béton:**

$$\sigma_b = \frac{M_{as} \times x}{I} = \frac{7.61 \times 10^4 \times 3.86}{5037.90} = 58.30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **En acier:**

Fissuration peu nuisible \longrightarrow pas de vérification de contrainte d'acier

En travée:

$$M_{t \text{ ser}} = 25,51 \text{ kn.m} \quad \longrightarrow \quad A_s = 10.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Profondeur de l'axe neutre:**

$$\frac{b \times x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$50x^2 + 152.7x - 1832.4 = 0$$

$$(\sqrt{\Delta}) = 634.33 \Rightarrow x = 4.81 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + 15A_s (d - x)^2 = \mathbf{11603.47 \text{ cm}^4}$$

➤ **Vérification des contraintes:**• **En béton:**

$$\sigma_b = \frac{M_{ts} \times x}{I} = \frac{25.51 \times 10^4 \times 4.81}{11603.47} = 105.74 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **En acier:**

Fissuration peu nuisible → pas de vérification de contrainte d'acier

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{tu}}{15M_o} \Rightarrow \frac{15}{480} \geq \frac{35.53}{15 \times 35.36} = 0.031 \geq 0.066 \Rightarrow 0.031 < 0.066 \dots\dots\dots \text{non vérifié.}$
- $\frac{A}{bd} \geq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 6.79/100 \times 13 \geq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.005 < 0.009 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.031 \leq 0.06 \dots\dots\dots \text{non vérifié.}$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire
D'après le BAEL91 la flèche total est :

$$\Delta \delta = |\delta_v - \delta_i|$$

- La flèche admissible :

$$F = \frac{l}{500} = \frac{4.8}{500} \Rightarrow F = 0.96 \text{ cm} \quad \text{pour } L < 5 \text{ m}$$

- La flèche due aux charges instantanées :

$$\delta_i = \frac{M_s.L}{10E_i I_{\delta i}}$$

E_i : module de déformation instantané du béton ; $E_i=32164,2\text{Mpa}$

- La flèche due aux charges différées :

$$\delta_v = \frac{M_s.L}{10E_v I_{\delta v}}$$

E_v : module de déformation différé du béton ; $E_v=10818.87\text{Mpa}$

- Moment de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 10.18 \left(\frac{15}{2} - 12 \right)^2$$

$$I_0 = 31217.17 \text{cm}^2$$

- Moments d'inertie fictifs :

$$I_{\delta i} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i.u}$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v.u}$$

- La déformation instantanée :

$$\lambda_i = \frac{0.05.ft_{28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \cdot 2.50}{0.0084 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 2.97$$

$$p = \frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{10.18}{100 \times 12} = 0.0084$$

- La déformation différée :

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 0.4 \times 2.97 \rightarrow \lambda_v = 1.18$$

$$u = \left| 1 - \frac{1.75.ft_{28}}{4p\sigma_p + ft_{28}} \right| \quad u = \left| 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0084 \times 2.3 + 2.1} \right| = 1.69$$

$$\sigma_p = \frac{Ms}{Z \times A_s} \quad z=d-y/3= 10.85\text{cm}$$

$$\sigma_p = \frac{25.51}{10.85 \times 10.18} = 2.3\text{mpa}$$

$$I_{\delta i} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i.u} = \frac{1.1 \times 31217.17}{1 + 2.97 \times 1.69} = 14617.81\text{cm}^2$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v.u} = \frac{1.1 \times 31217.17}{1 + 1.18 \times 1.69} = 26620.51.29\text{cm}^2$$

$$\delta_i = \frac{Ms.L}{10E_i I_{\delta i}} = 0.026\text{cm}$$

$$\delta_v = \frac{Ms.L}{10E_v I_{\delta v}} = 0.042\text{cm}$$

$$\Delta\delta = 0.016\text{cm}$$

$$f = 0.96\text{cm} > \Delta\delta = 0.016\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

V.3.6. Calcul la poutre palière :

V.3.6.1. Pré dimensionnement :

La hauteur h de la poutre palière doit être:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33 \text{ on prend } h=35\text{cm}$$

V.3.6.2. Vérification selon RPA99/V2003:

$$h=35\text{cm} \text{ et } b=35\text{cm}$$

$$h=35\text{cm} \geq 30$$

$$b=35 \geq 20$$

Donc la section de la poutre palière est de $(h*b) = (35*35)$

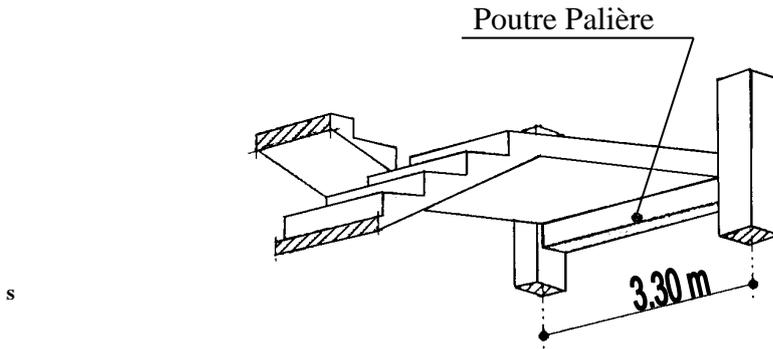


Figure V.6 Présentation de la poutre palière

V.3.6.3.Évaluation des charges :

L'effort tranchant : $T_u = 29,54 \text{ kn}$ $T_s = 21,20 \text{ kn}$

Poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,35 \times 25 = 3,06 \text{ kn/ml}$

Mur double paroi : $2,76 \text{ kn/m}^2$

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

V.3.6.4.Combinaison des charges :

$$q_u = 29,54 + 5,82 \times 1,35 = 37,39 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = 21,20 + 5,82 = 27,02 \text{ kn/ml}$$

V.3.6.5.Moment fléchissons et l'effort tranchant:**ELU:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{37,39 \times 3,3^2}{8} = 50,89 \text{ kn.m}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{37,39 \times 3,3}{2} = 61,69 \text{ kn}$$

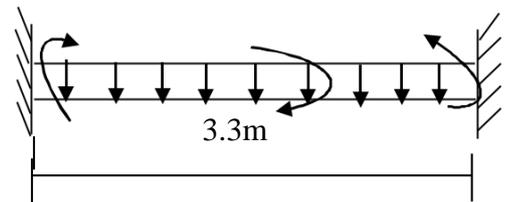
$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Mt = 0,9M_0 = 45,80 \text{ kn.m}} \\ \mathbf{Ma = 0,3M_0 = 15,26 \text{ kn.m}} \end{array} \right.$$

ELS:

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{27,02 \times 3,3^2}{8} = 36,78 \text{ kn.m}$$

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{27,02 \times 3,3}{2} = 44,58 \text{ kn}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Mt = 0,9M_0 = 33,10 \text{ kn.m}} \\ \mathbf{Ma = 0,3M_0 = 11,03 \text{ kn.m}} \end{array} \right.$$



- Calcul à la torsion :

Pour une volée la longueur de l'appui (poutre palière) est $L=3.3\text{m}$, le moment paramètre linéaire

- **Calcul du moment à la torsion :**

E.L.U :

$$M_{\text{tor}} = \frac{Ma_{\text{escalier}} \times L}{2} = \frac{10,60 \times 3,3}{2} = 17,49 \text{ KN.m.}$$

E.L.S:

$$M_{\text{tor}} = \frac{Ma_{\text{escalier}} \times L}{2} = \frac{7,61 \times 3,3}{2} = 12,55 \text{ KN.m.}$$

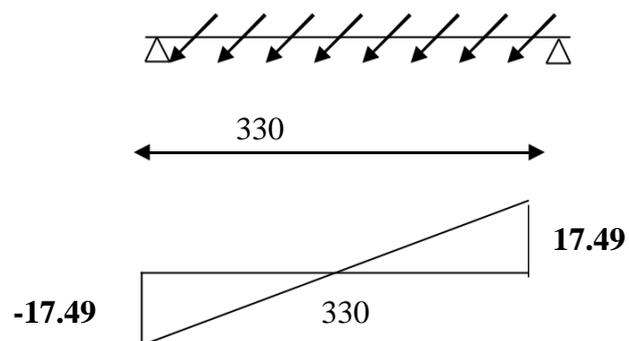


Figure V.7 Diagramme du moment de torsion

Dans le cas d'une poutre soumise à un moment de torsion uniformément répartie est analogue à celui des efforts tranchants dans le cas d'une poutre soumise à une charge uniformément répartie.

La section qui résiste à la torsion :

D'après l'article A.5.4.2.2 (B.A.E.L-91) pour un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de parois est égale $l/6$ du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

(e) : L'épaisseur de la paroi est égale à $L/6 = 35/6 = 5.83\text{cm}$

(Ω) : L'aire à mi-épaisseur du paroi $\Omega = (35-5.83)(35-5.83) = 29.17 \times 29.17 = 850.59\text{cm}^2$

U: Le périmètre de la section creuse : $U = (26.67+16.67) \times 2 = 116.68\text{cm}^2$

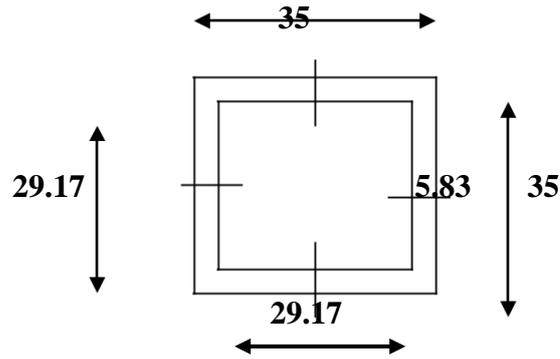


Figure V.8 Section résiste à la torsion

- **Contrainte tangentielle:**

D'après l'article A.5.4.21 de règle B.A.E.L.91 la contrainte tangentielle de la torsion s'évalue par la formule :

$$\tau = \frac{M_{tor}}{2\Omega b_0} \dots \dots b_0: \text{épaisseur de la paroi du point considéré}$$

$$\tau_u \leq \min(0.13f_c 28,5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

- ***Armature longitudinale:**

$$A_{stor} = \frac{M_{tor} \times U}{2\Omega b_0} = \frac{17,49 \times 10^3 \times 116,68}{2 \times 850,59 \times 348} = 3,44 \text{cm}^2$$

On adopte 4T12=4,52 cm²

- ***Section d'armature:**

-En travée : A_T=1,69 cm²

Donc on prend : 3T12=3,39 cm²

-En appui : A_T=1,68 cm²

Donc on prend : 3T12=3,39 cm²

V.3.6.7.Calcul du ferrailage :

a. E.L.U:

a.1 En travée

$$\mu = \frac{(45,80 + 17,49) \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,124 < \mu_r = 0,392$$

⇒ Pivot A

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.166$$

$$Z = d(1 - 0.40\alpha) = 29.87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu + Mtor}{z \cdot \sigma_s} = \frac{(63.29 \times 10^3)}{29.87 \times 348} = 6.08 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement:**

$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$, On adopte un espacement de **15 cm**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{verifier}$$

a.2 En appui:

-

$$\mu = \frac{(15.26 + 17.49) \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.082$$

$$Z = d(1 - 0.40\alpha) = 30.95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu + Mtor}{z \cdot \sigma_s} = \frac{32.75 \times 10^3}{30.95 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

b) condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifier}$$

c) Verification à L'ELS:

c-1-En appui:

$$M_{as} = 11.03 \text{ kn.m} \longrightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **profondeur de l'axe neutre:**

$$\frac{b \times x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$17.5x^2 + 50.85x - 1627.2 = 0$$

$$(\sqrt{\Delta}) = 341.30 \Rightarrow x = 8.29 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 35232.80 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes:

➤ **En béton:**

$$\sigma_b = \frac{M_{as} \times x}{I} = \frac{11.03 \times 10^4 \times 8.29}{35232.80} = 25.95 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **En acier:**

Fissuration peu nuisible \longrightarrow pas de vérification de contrainte d'acier

c-2- En travée:

$$M_{t \text{ ser}} = 33,10 \text{ kn.m} \longrightarrow A_s = 7.70 \text{ cm}^2$$

➤ **profondeur de l'axe neutre:**

$$\frac{b \times x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$17.5x^2 + 115.5x - 3696 = 0$$

$$(\sqrt{\Delta}) = 521.59 \Rightarrow x = 11.60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + 15A_s (d - x)^2 = 66276.93 \text{cm}^4$$

Vérification des contraintes:

➤ **En béton:**

$$\sigma_b = \frac{M_{ts} \times x}{I} = \frac{33.10 \times 10^4 \times 11.60}{66276.93} = 57.93 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **En acier:**

Fissuration peu nuisible → pas de vérification de contrainte d'acier

d- Vérification au cisaillement:

On doit vérifier $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d}$$

$$V_u = 61.69 \text{kn}$$

$$\tau_u = \frac{61.69}{35 \times 32 \times 10^{-2}} = 550 \text{kg/m}^2$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{mpa}) = 5000 \text{kn/m}^2$$

$$\overline{\tau_u} = 3330 \text{kn/m}^2$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Les armatures transversales:**

$$\varphi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}; \varphi t \min \right\} \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{35}{10}; \varphi t \min \right\} = \min(1, 3.5)$$

$$\text{donc } A_t = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2$$

E- L'espacement: d'apes BAEL91(A5.1.2.2)

$$s_t \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 35} = 57.42 \text{cm}$$

Espacement exigé par le RPA : II

En zone nodale : $St \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (35/4 ; 12 \times 1,2) = 8.75 \text{ cm}$ □

En zone courante : $St \leq 35 / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

St = 10 cm En zone nodale.

St = 15cm En zone courante

f- Vérification a la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{Mt}{10M_0} = 0.090 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{As}{b \times d} = 0.0050 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifier, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

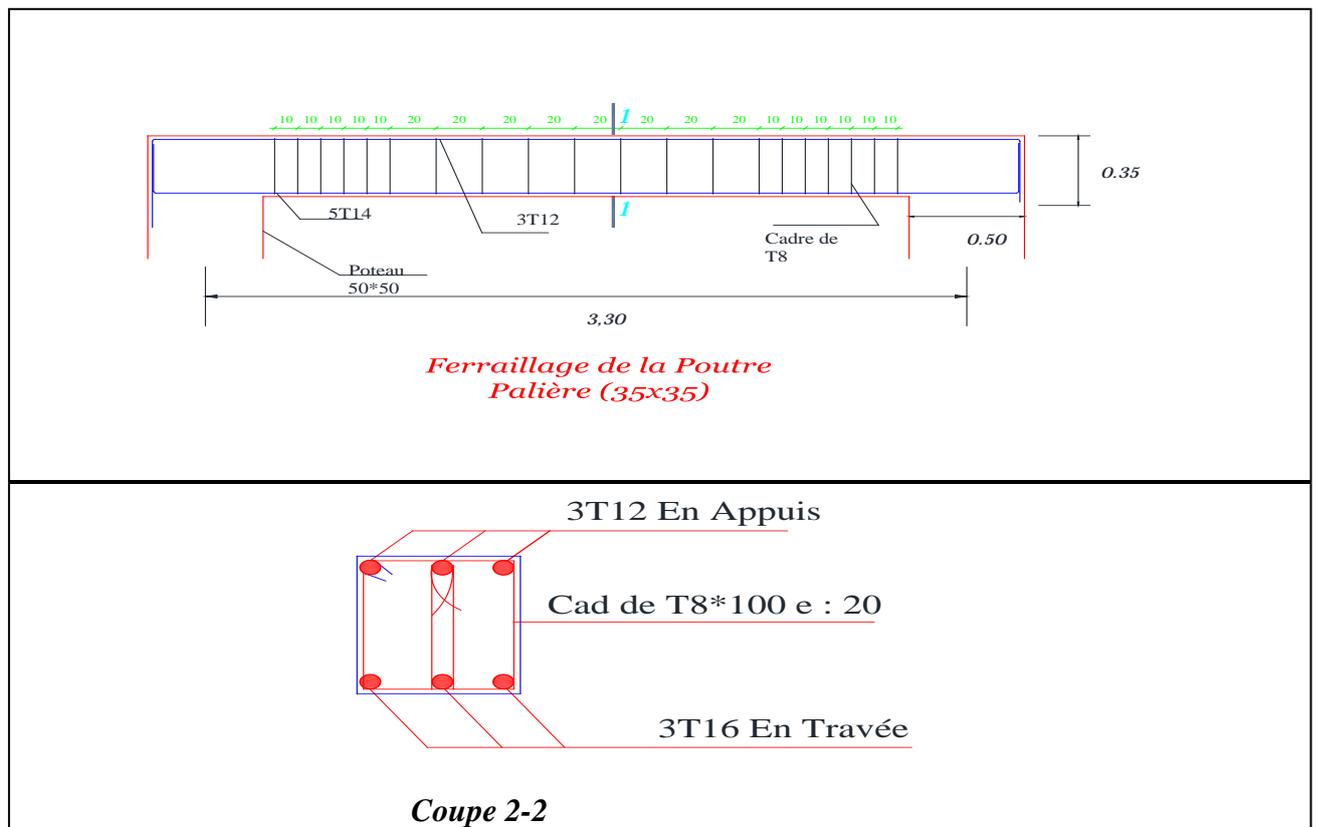
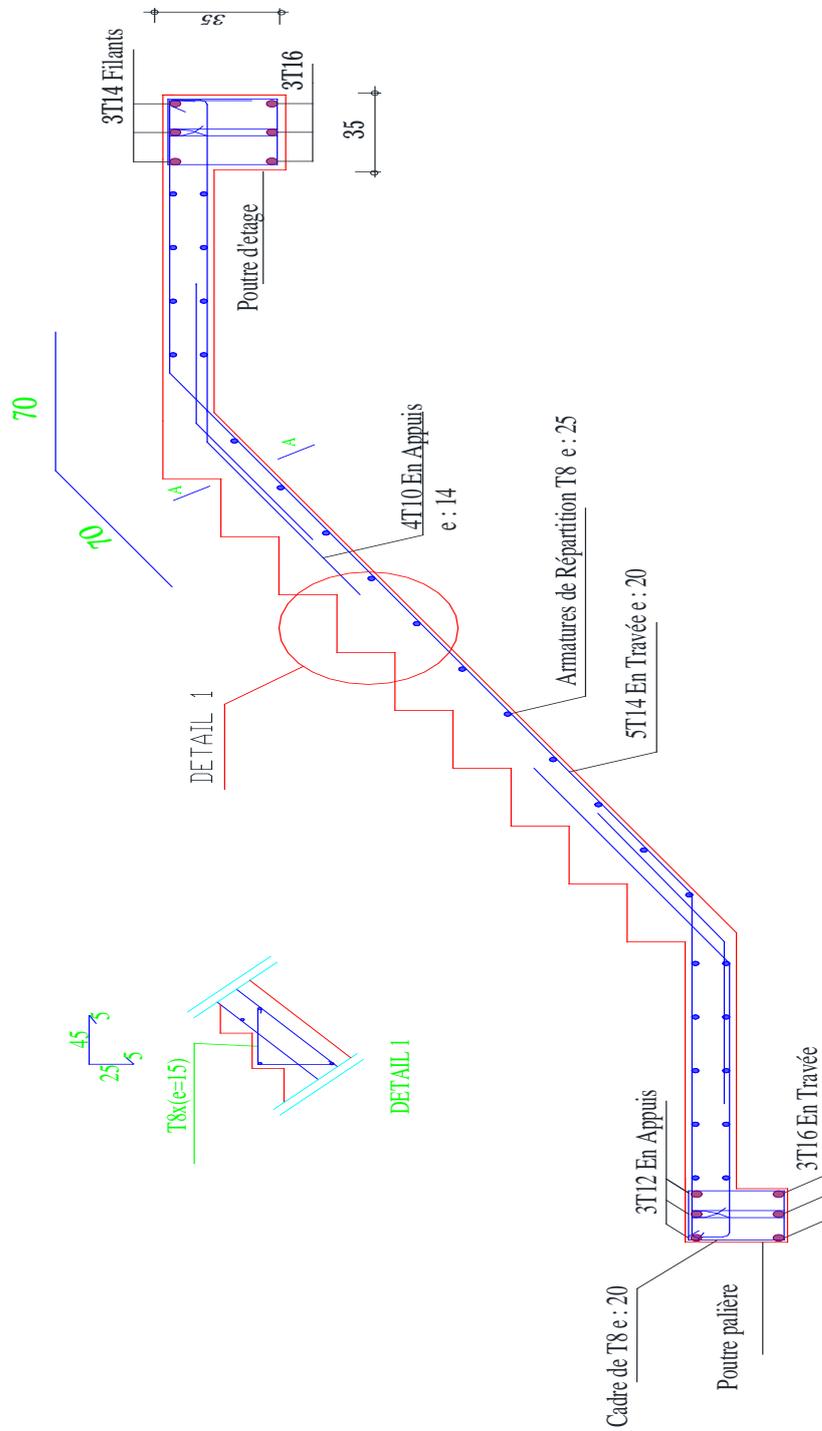


Figure V.9 Ferraillage de la poutre palière (35x35)cm



**Ferraillage de l'esalier
avec la poutre palière (35x35)**

V.4 Étude De La Dalle Machine

V.4.1 Définition de l'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieur à 15° . La classe de l'ascenseur est définie selon **DTU-75 1 type1**.

Classe1: Ascenseur destiné au transport des personnes.

a) Caractéristiques:

- Charges Nominale.
- Nombre de personnes.
- Vitesse Nominale.

b) Définitions Techniques:

Cabine:

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

Référence:

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond, dimension intérieur:

Longueur: **1.10m**

Hauteur: **2.23m**

Etrier:

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au chassé de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antiviral en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

Moteur:

Ensemble d'organe assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

Régulateur de Vitesse:

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

Contre poids:

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus de **40-50%** de la charge utile.

Amortisseurs:

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, la limite des niveaux extrêmes est dépassée.

V.4.2.Caractéristique de l'Ascenseur:

- Capacité: 8Personnes.
- Vitesse: 0.65 ou 1m/s.
- Charge nominale: 630Kg.

V.4.3.Dimensionnement de la dalle machine:

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs: **e = 25cm.**

V.4.3.1.Calcul des Charges Sollicitant la Dalle:

*Poids de la machine: **C = 844 Kg**

*Charge Nominale: **P = 630 Kg**

*Le poids du centre poids: **Q = C+0,45.P = 844+0,45(630) = 1127,5 Kg.**

- **Dimensionnement de la force d'inertie:**

On admet qu'il y a 3 phases de mouvement dans l'ascenseur.

- 1-Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.
- 2-Mouvement uniforme et silencieux, commandé par le treuille.
- 3-Mouvement uniforme retardé lors de freinage.

On fait le calcul dans le cas défavorable.

Force d'inertie:

On néglige:

Le poids de la poulie.

Les frottements dans les câbles.

D'après le principe de la dynamique

on a:

$$\sum F = m \cdot \gamma$$

$$(C + P) - T_1 = (M_c + M_p) \gamma \dots \dots \dots (1)$$

$$Q - T_2 = -m_Q \cdot \gamma \dots \dots \dots (2)$$

Le poids de la poulie est négligeable:

$$\sum M/O = 0 \quad T_1 \cdot R = T_2 \cdot R \quad T_1 = T_2 = T$$

$$(1) = (2): (C+P) - Q = (m_c + m_p + m_q)$$

$$\text{Donc: } \gamma = \frac{C+P - Q}{m_c + m_p + m_q}$$

$$\frac{844 + 630 - 1127,5}{84,4 + 63 + 112,75} = 1,33 \text{ m/s}^2$$

La force d'inertie est donnée par:

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$T_1 = Q + m_q \cdot \gamma = 1127,5 + 112,75 \cdot 1,33 = 12774,46 \text{ Kg}$$

$$F_i = 2T_1 = 2(12774,46) = 25548,92 \text{ Kg}$$

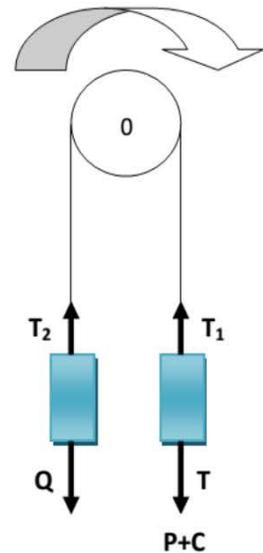


Figure V.10 : La poulie de la machine

- **Calcul de la Force Additionnelle Perturbatrice Provenant de l'Excitation de l'Effet Dynamique:**

On néglige l'amortissement dû au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre.

La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum c'est -à-dire pour un déplacement maximum.

$$W = (C+P) \cdot D_{\max}$$

$$\text{Avec } D_{\max} = 31,62 \text{ m}$$

$$W = (844 + 630) \cdot 31,62 = 46607,88 \text{ kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique $D = 2$.

$$F_p = D(p + C) = 2(630 + 844) = 2948 \text{ Kg.}$$

- **Détermination des charges sollicitant la dalle de la locale machinerie:**

- Poids de la machine..... C = 844 Kg
- Charge nominale utile P = 630 Kg
- La force d'inertie $F_i = 2554,92 \text{ Kg}$
- La force additionnelle perturbatrice..... $F_p = 2948 \text{ Kg}$
- Le poids de contrepoids $F = C + 0,45P = 1127,5 \text{ Kg}$
- Poids de la machine..... $C' = 4590 \text{ Kg}$

- **Evaluation de la Charge Permanente:**

Dalle en béton $0,25 \times 2500 = 625$

Forme de pente médachape "A" $0,03 \times 2000 = 60$

Isolation phonique $0,04 \times 400 = 16$

Mortier de pose $0,03 \times 2000 = 60$

Revêtement dallage $0,02 \times 2200 = 44$

$$G = 799 \text{ Kg/m}^2$$

NB:

Le médachape est un mortier spécial composé de résine, recommandé par le document technique, son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.

Charge d'exploitation:

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

4/Calcul de la Dalle:

ELU:

$$L_x = 1.2 \text{ m}$$

$$L_y = 1.58 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Charge répartie: } C &= 4590 / (1.2 \times 1.58) \\ &= 2420.88 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{-Charge permanente: } G + C = 799 + 2420.88 = 3219,88$$

$$\text{Kg/m}^2 \text{-Charge totale répartie sollicitant la dalle: } q_u =$$

$$1,35G + 1,5Q + (F_i + F_p/S)$$

$$q_u = 1,35(3219,88) + 1,5(100) + (2554,92 / (1,2 \times 1,58))$$

$$q_u = 7860.80 \text{ kg/m}^2$$

ELS:

$$q_s = (F_i + F_p/S + C + G) = (3219.88 + 2554.92/2.4 * 2.7 + 100)$$

$$q_s = 6683.85 \text{ kg/m}^2$$

4-a/Calcul des Moments: D'après B.A.E.L 91:

$$L_x/L_y = 1.2/1.58 = 0.76 > 0.4 \text{ La dalle porte suivant les deux sens.}$$

ELU:

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression:

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

$$\rho = 0.76 \begin{cases} \mu_x = 0.060 \\ \mu_y = 0.527 \end{cases}$$

Moments Isostatiques:

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.060 * 78.608 * (1.2)^2 =$$

$$6.79 \text{ kn.m} \quad M_y = \mu_y * M_x = 0.527 * 6.79$$

$$= 3.58 \text{ kn.m}$$

Moments de Ferrailage: Sens-X:

$$\text{Moment en travée: } M_{tx} = 0.75 * M_x = 0.75 * 6.79 = 5.09 \text{ kn.m.}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ax} = 0.5 * M_x = -0.5 * 6.79 = -3.40 \text{ kn.m.}$$

Sens-Y:

$$\text{Moment en travée: } M_{ty} = 0.75 * M_y = 0.75 * 3.58 = 2.68 \text{ kn.m.}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ay} = -0.5 * M_y = -0.5 * 3.58 = -1.8 \text{ kn.m.}$$

4-b/Ferrailage de la Dalle:

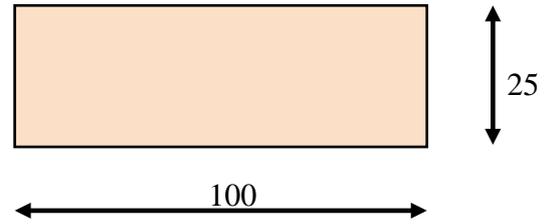
Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

On a: $c = h/10 = 25/10 = 2,5\text{cm}$ on prend: $c = 3\text{cm}$.

$b=100\text{cm}$

$h=25\text{cm}$

$f_{c28} = 25\text{MPa} \dots \text{FeE400}$



Sens-X:

A-En travée :

$M_{tx} = 5,09 \text{ KN.m}$; $d = 22\text{cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{B(d)^2 \times fbc} = \frac{5.09 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.007 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \text{PivotA}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0,40\alpha) = 21.91\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{5.09 \times 10^3}{21.91 \times 348} = 0.66\text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3.93\text{cm}^2$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 22 \times (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.93\text{cm}^2 > A_{min} = 2.65\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Espacement:

$$S_t = 100/(n-1) = 100/5 \quad S_t = 20 \text{ cm}.$$

B- En Appuis :

Max = $3,40 \text{ kn.m}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{B(d)^2 \times fbc} = \frac{3.40 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_r = 0.392 \quad \text{PivotA}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.005$$

$$Z = d(1 - 0,40\alpha) = 21,95\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{3,40 \times 10^3}{21,95 \times 348} = 0,44\text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot (2,1/400) = 2,65\text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93\text{cm}^2 > A_{min} = 2,65\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Espacement: $St = 100/(n-1) = 100/5$ $St = 20\text{ cm}$.

Sens-Y:

A-En travée: $M_{ty} = 2,68\text{ kn.m}$; $d = 22\text{cm}$; $b = 100\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{B(d)^2 \times f_{bc}} = \frac{2,68 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_r = 0,392 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,005$$

$$Z = d(1 - 0,40\alpha) = 21,95\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{3,40 \times 10^3}{21,95 \times 348} = 0,44\text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot (2,1/400) = 2,65\text{ cm}^2$$

On adopte: $5T10 = 3,93\text{ cm}^2$

Espacement: $St = 100/(n-1) = 100/4$ $St = 25\text{ cm}$.

b- En Appuis: $M_{ay} = 0,36\text{ Tm}$; $d = 22\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$.

$$= M_{ay}/b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,36 \cdot 10^5 / 100 \cdot (22)^2 \cdot 14,2 = 0,005 < 0,1$$

$$A_s = M_{ay}/d \cdot b \cdot f_e = 0,36 \cdot 10^5 / 100 \cdot 22 \cdot 400 = 0,04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot (2,1/400) = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5HA10 = 3,93 cm²

Espacement: $St = 100/(n-1) = 100/4$ St = 25 cm.

4-c/Vérification à l'ELS:

$$V = 0,2 ; \rho = 0,88 \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases}$$

Moments Isostatiques:

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot Lx^2 = 0,0546 \cdot 2,45 \cdot (2,4)^2 = 0,77 \text{ t.m.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,8216 \cdot 0,77 = 0,63 \text{ t.m.}$$

Moments de Ferrailage: Sens-X:

$$\text{Moment en travée: } M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 0,75 \cdot 0,77 = 0,577 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ax} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \cdot 0,77 = 0,385 \text{ t.m.}$$

Sens-Y:

$$\text{Moment en travée: } M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 0,75 \cdot 0,63 = 0,47 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ay} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \cdot 0,63 = 0,31 \text{ t.m.}$$

4-d /Vérification des Contraintes:**En travée:**

$$M_s = 0,577 \text{ Tm} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre:

$$b \cdot x^2/2 + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 15(3,14) x - 15(3,14) \cdot 22 = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 1036,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4 \cdot (A) \cdot (C) \quad \sqrt{\Delta} = 457,666$$

$$X_1 = -B - \sqrt{\Delta}/2 \quad A = -47,1 - 457,666/2 \cdot 50 = -5,04 \text{ cm.}$$

$$X_2 = -B + \sqrt{\Delta}/2 \quad A = -47,1 + 457,666/2 \cdot 50 = 4,1 \text{ cm.}$$

Moments d'Inertie:

$$I = b \cdot x^3/3 + 15 A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = 100 \cdot (4,1)^3/3 + 15 \cdot 3 \cdot 14(22 - 4,1)^2 = 17388,67 \text{ cm}^4$$

***/Béton:**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 150$

$$\text{Kg/cm}^2 \quad \sigma_{bc} = M_s \cdot x/I \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,385 \cdot 10^5 \cdot 4,1/17388,67 = 9,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 9,07 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

***/Acier:**

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d - x)/I$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 0,385 \cdot 10^5 \cdot (22 - 4,1)/17388,67 = 594,481 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 594,481 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020$$

$$\text{Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

3-e /Justification de l'Effort Tranchant:

$$V_U = q_u \cdot L_x \cdot L_y/2L_y + L_x = 3,58 \cdot 2,4 \cdot 2,7/2 + 2,4 = 2,97 \text{ t. m}$$

$$\tau_U = V_U/b \cdot d = 2,97 \cdot 10^3/100 \cdot 22 = 1,35 \text{ Kg/cm}^2 = 0,135 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U = 0,07 \cdot f_c/1,5$$

$$\tau_U = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,135 \text{ Mpa} \leq \tau_U = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

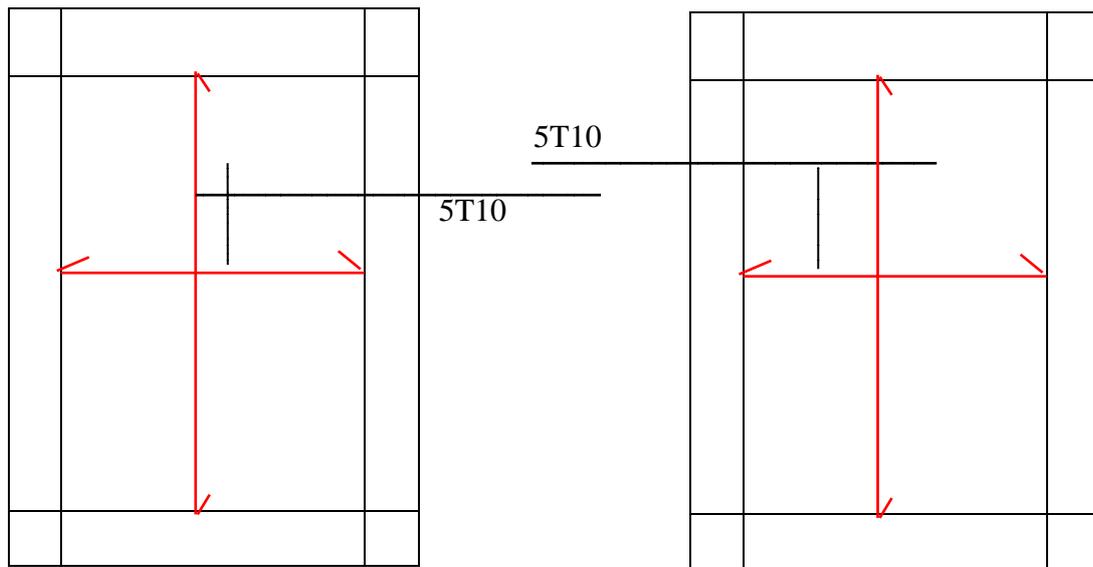
3-f /Justification de la Flèche: On doit vérifier les conditions suivantes

$$1) - h/L \geq M_t/20 \cdot M_x$$

$$2) - A/b \cdot d \leq 2f_e$$

$$0,25/2,4 = 0,10 > 0,375 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,002 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$



Nappe supérieure

Nappe Inférieure

Figure V.11 Ferrailage de la dalle machine

V.5. Dalle flottante

V.5.1. Dalle flottante :

La dalle flottante repose uniquement sur le sol, elle n'est pas liée avec les longrines. On doit réaliser un joint sec d'épaisseur de 2cm entre la dalle flottante et les longrines.

La dalle flottante a une épaisseur de 15cm, elle repose sur le hérissone empêchant la remontée de l'eau par capillarité. Le ferrailage de la dalle est adopté forfaitairement en respectant un ferrailage minimum pour les zones tendues $A_{min}=1.5 \text{ cm}^2$

On adopte un TS 6x200x200 placé au milieu de la dalle. TS 6x200x200

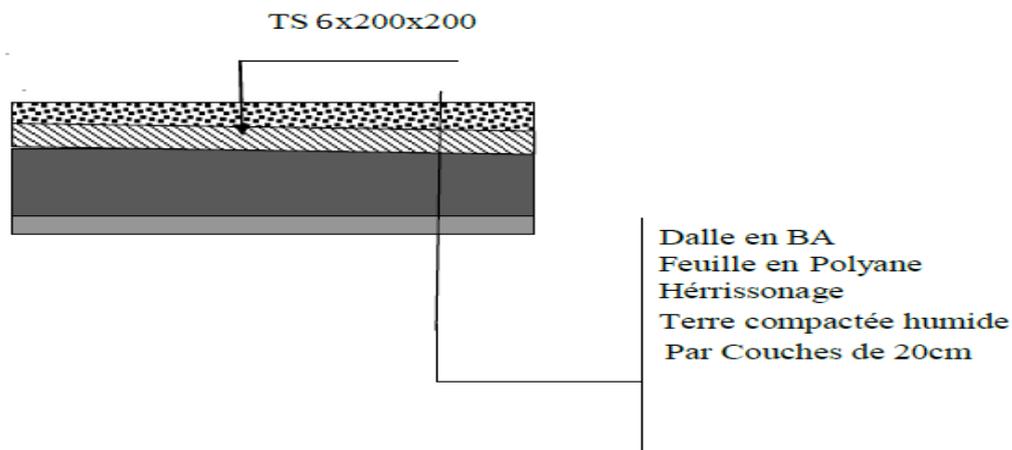
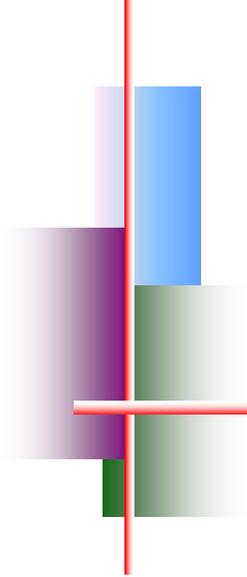


Figure V.12 Coupe de la dalle flottante.



Chapitre VI



Etude sismique

VI.1. Introduction:

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée ans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvement 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 le nature de sol. Ceci implique de faire une étude para sismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure du subir des déplacements inélastique avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Para sismique Algérien (RPA 99) préconise certain conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. à ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

VI.2 Choix de la méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

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

VI.2.1 Méthode statique équivalente

a. Définition : les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique considérer dans les deux sens orthogonaux.

b. Modélisation :

- le modèle du bâtiment utilisé dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontal par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés

- la rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de section non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

- seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique total.

VI.2.2 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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

Modélisation : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

VI.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Définition : 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.

VI.3 Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003 :

Notre ouvrage implanté à la wilaya de SKIKDA, donc en zone IIa. Et le bâtiment est à usage d'habitation collective, donc il est classé dans le groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site meuble (S3)

VI.4 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

- a) le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone II :** groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

VI.5 Condition d'application de la 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.

Donc, nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2017.

- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

VI.6 Évaluation de la force sismique

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

VI.6.1. Coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Notre bâtiment est implanté dans la région de SKIKDA zone **IIa**
- groupe d'usage **2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne

Donc, à partir du tableau 4.1 : **A= 0,15**.

VI.6.2. Facteur d'amplification dynamique (D) :

Donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

❖ T₁ et T₂ :

Période caractéristique associée à la catégorie de cite est données par le tableau 4.7

Pour un cite meuble (S3) : **T₁ = 0,15s** **T₂ = 0,50s**

❖ Facteur de correction d'amortissement :

Donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0,8819 \geq 0,7$$

ζ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$; (tableau4.2)

❖ La période fondamentale T

La période **T** peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la basse de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.

C_t=0.05le cas n°4

$$T = 0,05 \times 36,17^{3/4} = \mathbf{0,737sec}$$

Dans le cas n°4, on peut 2galement utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcule considéré.

$$\text{Suivant x-x} : L_x = 26,23m. \quad T_x = \frac{0,09h}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 36,17}{\sqrt{26,23}} = 0,635s$$

$$\text{Suivant y-y} : L_y = 13,45m. \quad T_y = \frac{0,09 \times 36,17}{\sqrt{13,45}} = 0,887s$$

$$T_x = \min(0,635 ; 0,737) \implies T_x = 0,635 s$$

$$T_y = \min(0,887 ; 0,737) \implies T_y = 0,737 \text{ s}$$

Donc D égale :

$$\text{Sens x : } T_2 < T_x < 3s \implies 0,50 < 0,635 < 3s$$

$$\text{donc : } D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1,88$$

$$\text{Sens y : } T_2 < T_y < 3s \implies 0,50 < 0,737 < 3s$$

$$\text{Donc : } D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,70$$

VI.6.3. Coefficient de comportement global de structure (R)

La valeur de (R) est donnée par le tableau 4.3.RPA99/03 en fonction du système de contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99/03

$$R_x = R_y = 5$$

VI.6.4. Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{article 4-4-RPA99/03}$$

Tableau VI.1 : Q facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a) Selon l'axe (x-x) :**1/Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées des voiles de contreventement.

-Trois travées.....Observée 0

- $L_{\max}/L_{\min}=4,24/1.1=3,85 < 1,5$N/observée $P_{q1}=0,05$

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan, au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

-Nombre des files= $10 \geq 4$

- $\frac{\text{espacement max}}{\text{espacement min}} = \frac{4,24}{1.10} = 3,85 < 1,5$N/observée $P_{q2}=0,05$

3. Régularité en plan :

Selon RPA 99 Ver 03 art 3.51 la forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égale 4.

$$\frac{26,23}{13,45} = 1,95 < 4$$

La somme des dimensions des parties rentrantes au saillantes des bâtiments dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale des bâtiments dans cette direction.

$$0,25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{26,23}{13,45} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1,95 \leq 4 \dots\dots\dots\text{observée } P_{q3}=0$$

4. Régularité en élévation :

Sens (x)

$$\frac{B_M}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{26,23}{26,23} = 1 \geq 0,67 \dots\dots\dots\text{observée } P_{q4}=0$$

5. Contrôle de la qualité des matériaux non observée $\Rightarrow P_{q5}=0,05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution non observée $\Rightarrow P_{q6}=0,10$

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,000 + 0,05 + 0,10) = 1,25.$$

b) Selon l'axe (y-y) :

1/Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées des voiles de contreventement.

-Trois travées.....Observée 0

- $L_{\max}/L_{\min} = 4,55/3,45 = 1,32 < 1,5$Observée $P_{q1} = 0$

2. Redondance en plan :

-Nombre des files = $4 \geq 4$

- $\frac{\text{espacement max}}{\text{espacement min}} = \frac{4,55}{3,45} = 1,32 < 1,5$Observée $P_{q2} = 0$

3. Régularité en plan :

$0,25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{26,23}{13,45} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1,95 \leq 4$ observée $P_{q3} = 0$

4. Régularité en élévation :

Sens (x)

$\frac{B_M}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{13,45}{13,45} = 1 \geq 0,67$ observée $P_{q4} = 0$

5. Contrôle de la qualité des matériaux non observée $\Rightarrow P_{q5} = 0,05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution non observée $\Rightarrow P_{q6} = 0,10$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,000 + 0,05 + 0,10) = 1,15.$$

VI.7 Nombre des modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est trois (03) dans chaque direction considérée.

VI.8 Modélisation :

- Les poteaux et les poutres : élément barre type poteau BA et poutre BĀ
- Voiles : élément (voile)
- Condition d'appui : encastrement à la base
- Les planchers : élément (plancher)
- Type de maillage : 0.50 m

Le but de l'analyse dynamique est :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

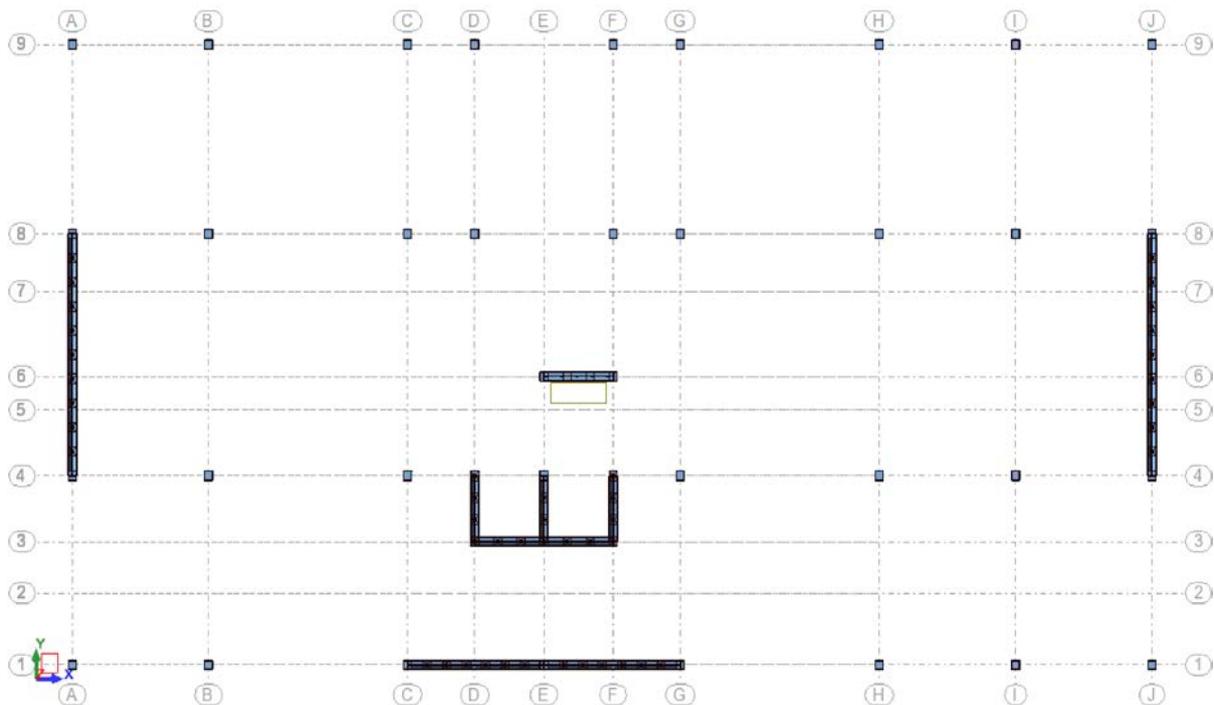


Figure VI.1: Disposition des voiles (Variante 1)

$$T = 0.97 \text{ sec}$$

Tableau VI- 2: Les modes propres du variante 1

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,77	0,97	62,99	0,02	0,00	62,99
2	1,95	0,92	63,02	69,65	0,01	0,03
3	2,67	0,81	69,52	69,66	0,01	6,50
4	6,63	0,72	85,09	69,66	0,01	15,57
5	7,41	0,63	85,09	86,85	0,04	0,00
6	11,01	0,51	87,67	86,85	0,04	2,57
7	13,66	0,37	87,67	86,85	46,37	0,00
8	14,13	0,22	87,83	86,85	55,48	0,16
9	14,15	0,15	93,02	86,85	55,98	5,19
10	14,98	0,10	93,02	86,86	55,99	0,00
11	16,03	0,08	93,02	92,80	56,04	0,00
12	16,74	0,06	93,03	92,91	56,36	0,01
13	16,79	0,06	93,04	92,91	56,67	0,01
15	17,39	0,06	93,04	92,94	57,73	0,00
15	18,05	0,06	93,04	93,35	57,85	0,00

IL ya 11 modes pour atteindre 90% de participation des masse modales qui exigée par le RPA 99 version 2003

- . Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,737\text{sec} \times (1,3) = 0,958 > 0,97 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc nous avons choisie une autre variante de disposition des voiles (Variante 2)

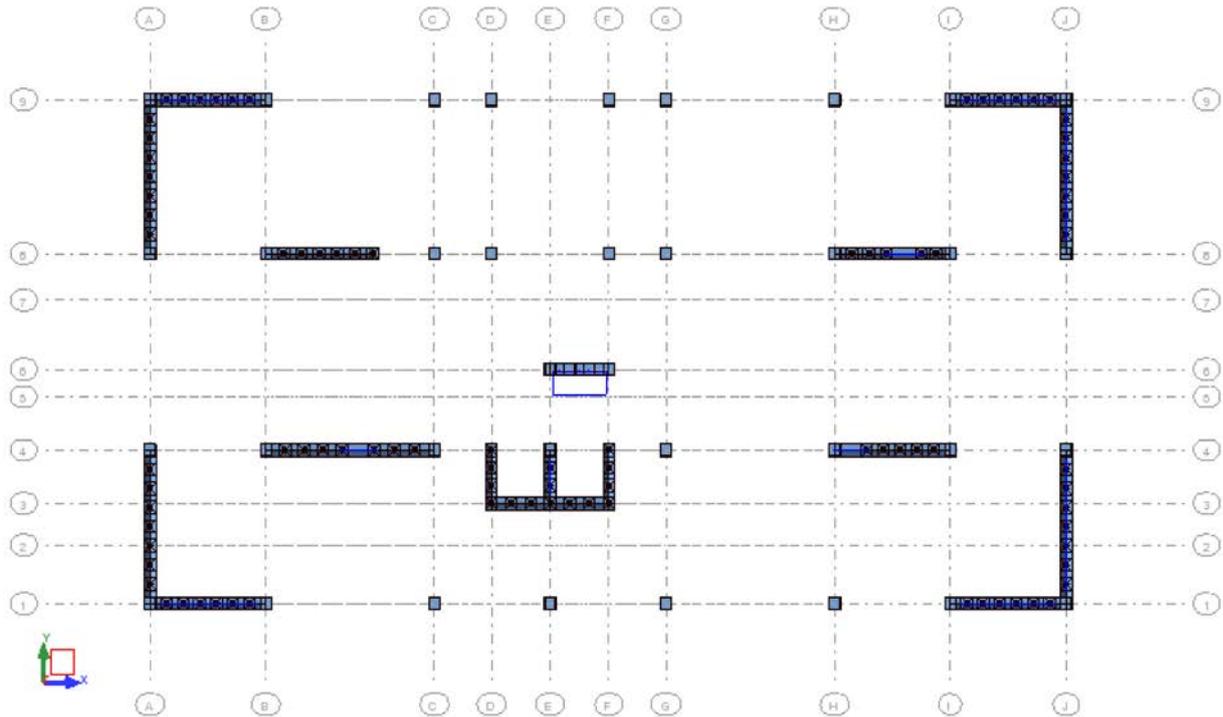


Figure VI- 2: Disposition des voiles variante 2

$$T = 0.47 \text{ sec}$$

On adopte la variante 2

Tableau VI- 3: Les modes propres du variante 2

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,15	0,47	0,05	68,34	0,05	68,34
2	2,62	0,38	70,31	68,39	70,26	0,05
3	3,25	0,31	70,79	68,40	0,48	0,02
4	8,99	0,11	70,82	86,78	0,03	18,37
5	9,82	0,10	87,71	86,81	16,89	0,03
6	14,28	0,07	87,76	86,81	0,04	0,00
7	20,35	0,05	88,31	92,80	0,56	5,99
8	20,48	0,05	93,60	93,42	5,28	0,61
9	31,68	0,03	95,54	93,42	1,94	0,00
10	32,08	0,03	96,36	93,42	0,82	0,00

IL ya 8 modes pour atteindre 90% de participation des masse modales qui exigée par le RPA 99 version 2003

- . Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,737\text{sec} \times (1,3) = 0,958 > 0,47 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Poids total de la structure W:**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q$$

- **WG** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- **WQ** : Charges d'exploitation.
- **β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée, d'après le tableau (4.5) du RPA 99 V2003.

Pour notre type (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux (W_i) de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2018.

$W_G = 15387,37 \text{ KN}$.

$W_Q = 5271,37 \text{ KN}$,

$\beta = 0,2$

$W = 15387,37 + (0,2 \times 5237,37) = 16441,64 \text{ KN}$

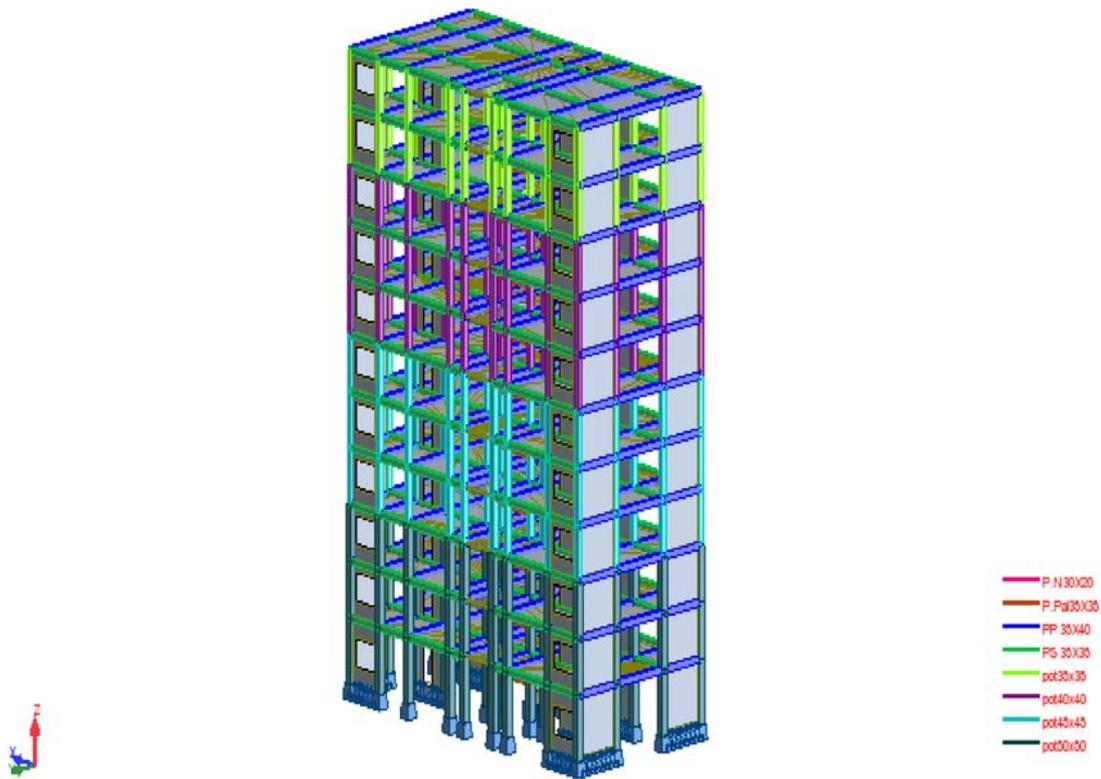


Figure VI- 3: Vue de la structure 3D

Les différents modes de déformation de la structure

- **Le mode 1 : Translation selon Y**

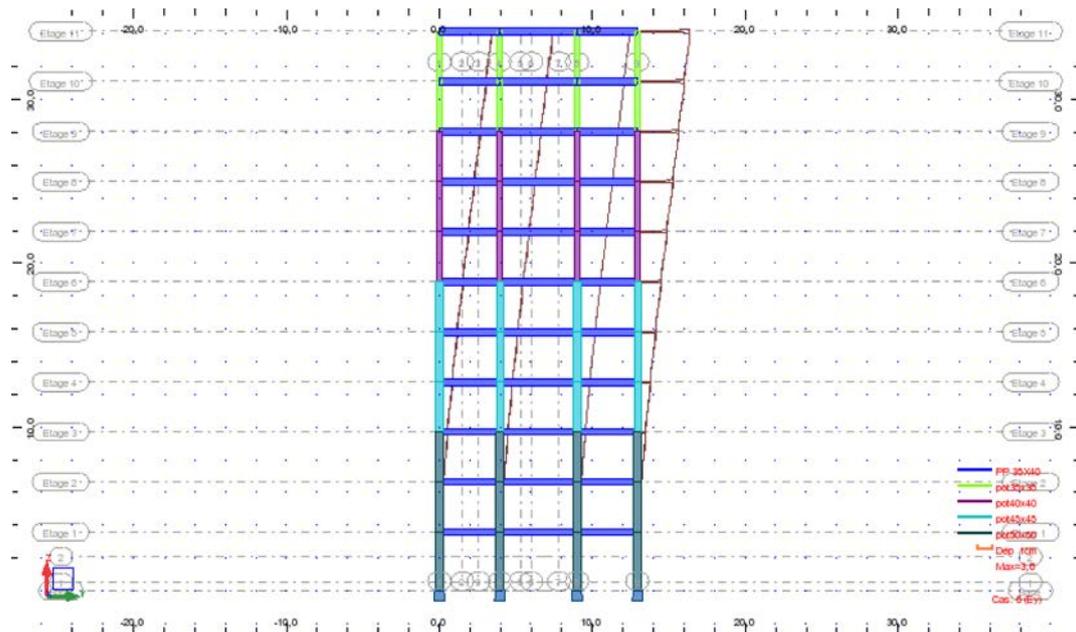


Figure VI- 4: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques plan (Y-Z)

• **Le mode 2 : Translation selon X**

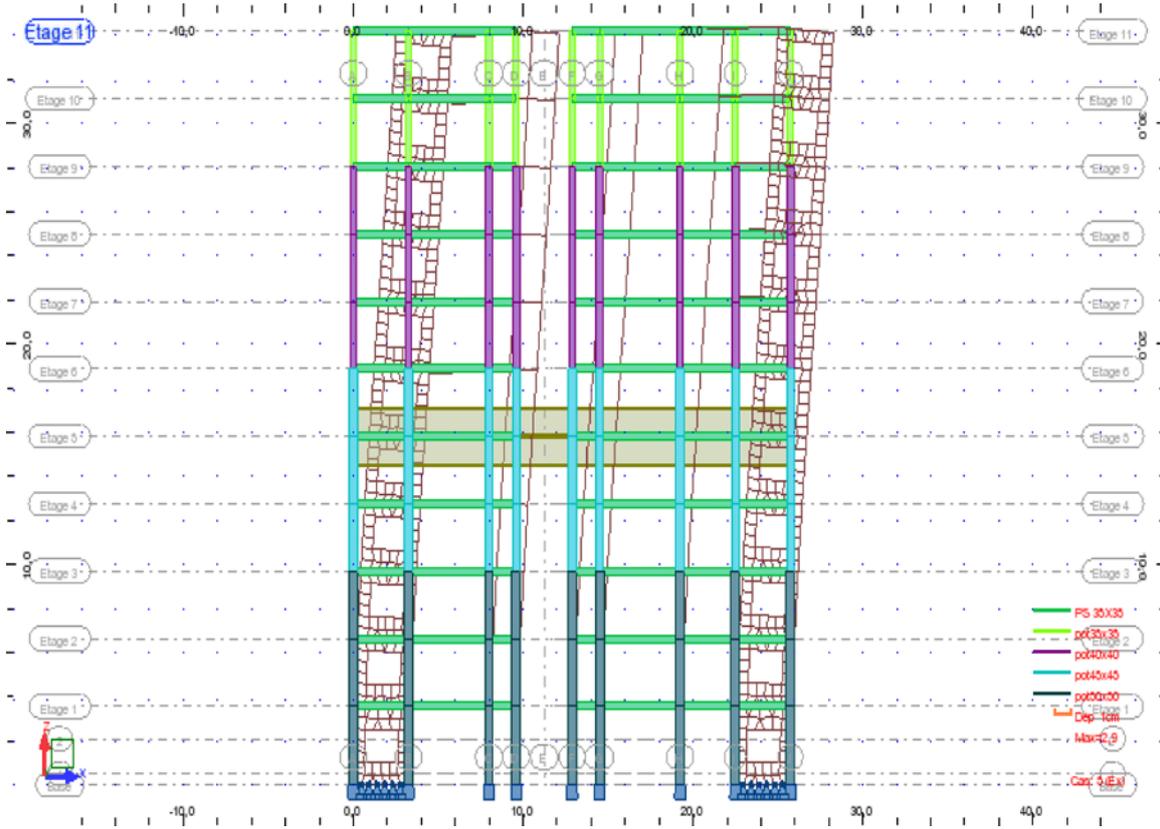


Figure VI- 5: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques plan (X-Z)

• **Le mode 3 : Rotation autour de Z**

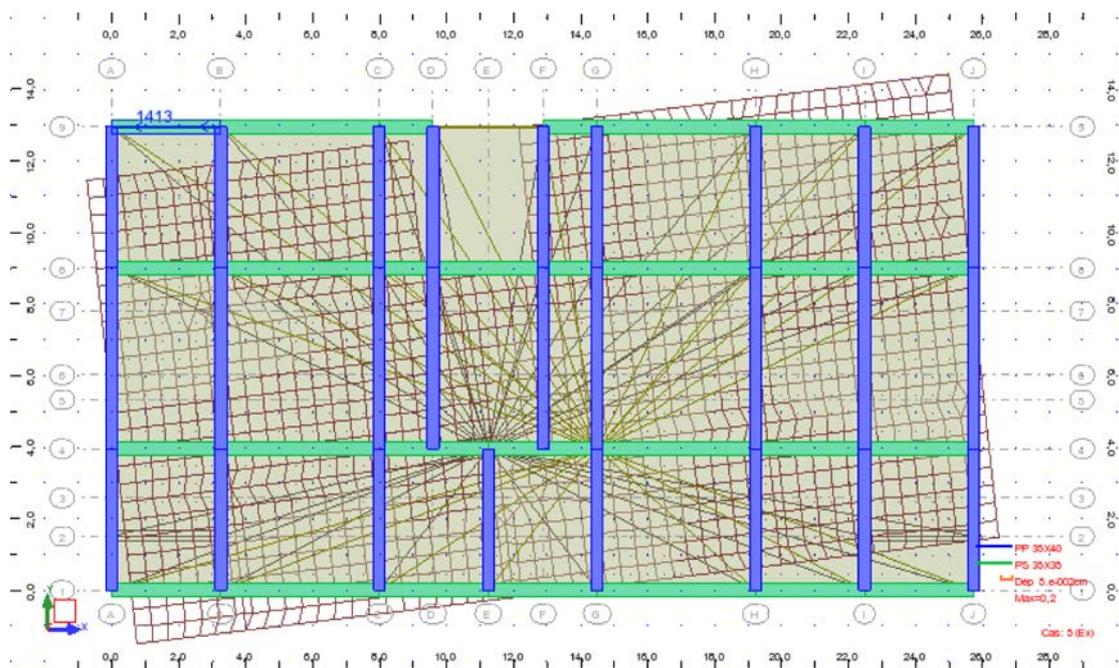


Figure IV- 6: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse (plan X-Y)

NOTE DE CALCUL

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Date: 11/06/19

Propriétés du projet: **Projet fin d'étude 2019 Structure**

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.865 (m)

Y = 6.475 (m)

Z = 17.085 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.716 (m)

Y = 6.295 (m)

Z = 17.450 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 339878405.992 (kg*m²)Iy = 507225005.523 (kg*m²)Iz = 277360995.267 (kg*m²)

Masse = 2941925.510 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 12.764 (m)

Y = 6.123 (m)

Z = 17.902 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 525969079.639 (kg*m²)Iy = 770271680.932 (kg*m²)Iz = 407944177.716 (kg*m²)

Masse = 1676580.627 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	21351
Nombre de barres:	1030
Eléments finis linéiques:	6355
Eléments finis surfaciques:	20507
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	425
Relâchements:	0

Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	128
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	20
Combinaisons:	14

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - Multiprocesseur		
Nbre de degrés de liberté stat.:	127608	
Largeur de la bande		
avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	140	
Durée max itér. sur sous-espace:	294	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	849	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	542803352	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	31647032	
Mémoire:	95045264	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	1.000000e+00	1.102547e+18
Précision:	-3	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : PP
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 9.55427e+03 (kN*m)
 Précision : 1.17403e-02

Cas 2 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.64264e+00 (kN*m)
Précision : 3.10879e-06

Cas 3 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.81199e-01 (kN*m)
Précision : 3.85999e-06

Cas 4 : Modale
Type d'analyse: Modale

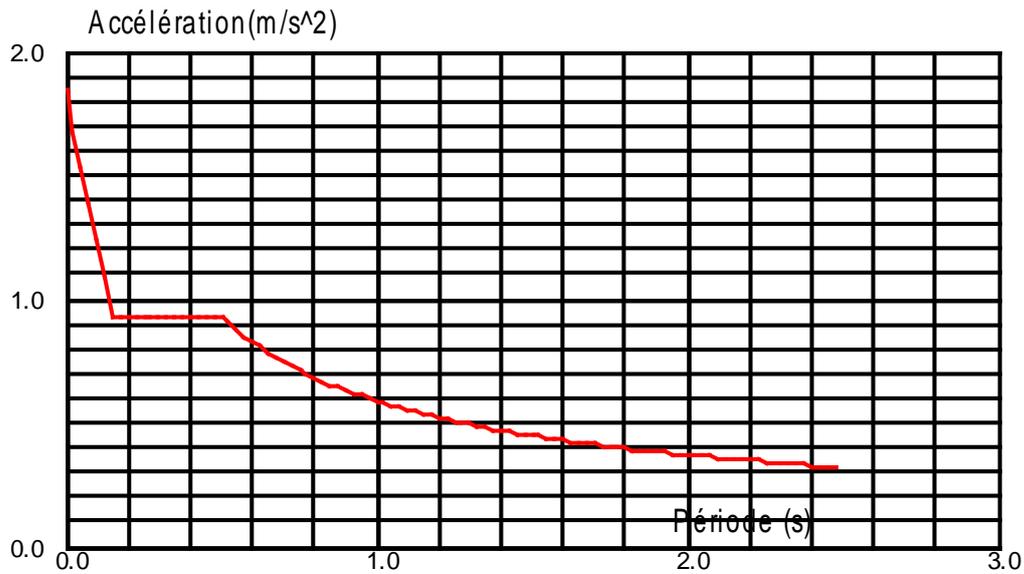
Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 15
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-04
Amortissement : 0.070
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : Ex
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

**Données:**

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.150
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$
 $A = 0.150$
 $T_1 = 0.150$ $T_2 = 0.500$

Cas 7 : 1.35G+1.5Q
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q-Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q+Ey

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : $G+Q-E_y$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : $G+Q+1.2E_x$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : $G+Q-1.2E_x$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : $G+Q+1.2E_y$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : $G+Q-1.2E_y$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : $0.8G+E_x$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : $0.8G-E_x$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : $0.8G+E_y$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : $0.8G-E_y$
Type d'analyse: Combinaison linéaire

VI.9. Calcul de la force sismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{X \text{ statique}} = \frac{0,15 \times 1,88 \times 1,25}{5} \times 16441,64 = 1159,14 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ statique}} = \frac{0,15 \times 1,70 \times 1,15}{5} \times 16441,64 = 964,30 \text{ KN}$$

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces à la base 'V_T' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente 'V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base:

Tableau VI.4. Les réactions à la base

	$\sum F_x \text{ (KN)}$	$\sum F_y \text{ (KN)}$
Ex	1269,00	38,02
Ey	35,12	1149,70

$$V_{X \text{ dim amique}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 1269,57 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dim amique}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 1150,24 \text{ KN}$$

Tableau VI.5. Vérification L'efforts tranchant à la base

Sens	V (spec) (kn)	V (stat.eq)	80% V stat.eq	0.8Vstat≤V(spec)
X	1269,57	1159,14	927,31	C.V
Y	1150,24	964,30	771,44	C.V

VI-10-Justification vis à vis des déformations:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2018 (on prend le déplacement relative direct):

Tableau VI- 6: Déplacement relatif X

Dans le sens X				
Etage	UX (cm)	Déplacement relative UX (cm)	1% la hauteur de l'étage (cm)	Condition RPA
1	0,1	1	3,57	C.V
2	0,3	1	3,06	C.V
3	0,5	1	3,06	C.V
4	0,7	1	3,06	C.V
5	1,0	1,5	3,06	C.V
6	1,3	1,5	3,06	C.V
7	1,6	1,5	3,06	C.V
8	1,9	1,5	3,06	C.V
9	2,2	1,5	3,06	C.V
10	2,4	1	3,06	C.V
11	2,7	1,5	3,06	C.V

Tableau VI- 7: Déplacement relative Y

Dans le sens Y				
Etage	UX (cm)	Déplacement relative UY (cm)	1% la hauteur de l'étage (cm)	Condition RPA
1	0,1	1	3,57	C.V
2	0,3	1,5	3,06	C.V
3	0,6	1,5	3,06	C.V
4	0,9	1,5	3,06	C.V
5	1,3	2	3,06	C.V
6	1,7	2	3,06	C.V
7	2,1	2	3,06	C.V
8	2,5	2	3,06	C.V
9	2,9	2	3,06	C.V
10	3,3	2	3,06	C.V
11	3,7	2	3,06	C.V

VI.11. Justification vis à vis de l'effet P- Δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce Phénomène est appelé « effet P- Δ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionné

Tableau VI.8. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X

Étage	Nom	Pk (KN)	Pk cumul (KN)	Δk UX	FX (KN)	Hi (cm)	θ
1	Étage 1	3108,4446	29419,2551	1	1269,00	357	0,064938437
2	Étage 2	2809,7512	26310,8105	1	1246,31	306	0,068990091
3	Étage 3	2809,7512	23501,0593	1	1205,40	306	0,063713993
4	Étage 4	2686,1363	20691,3081	1	1149,67	306	0,058815707

5	Étage 5	2686,1363	18005,1718	1,5	1078,38	306	0,081845588
6	Étage 6	2686,1363	15319,0355	1,5	992,40	306	0,075668391
7	Étage 7	2575,5335	12632,8992	1,5	890,25	306	0,069560209
8	Étage 8	2575,5335	10057,3657	1,5	770,81	306	0,063959746
9	Étage 9	2575,5335	7481,8322	1,5	629,41	306	0,058269884
10	Étage 10	2477,9428	4906,2987	1	464,33	306	0,034530734
11	Étage 11	2428,3559	2428,3559	1,5	257,11	306	0,046298103

Tableau VI.9: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y

Étage	Nom	Pk (KN)	Pk cumul (KN)	Δk UX	FY (KN)	Hi (cm)	θ
1	Étage 1	3108,4446	29419,2551	1	1149,70	357	0,071676852
2	Étage 2	2809,7512	26310,8105	1	1127,79	306	0,076240293
3	Étage 3	2809,7512	23501,0593	1	1090,17	306	0,070448505
4	Étage 4	2686,1363	20691,3081	1	1040,99	306	0,064956103
5	Étage 5	2686,1363	18005,1718	1,5	978,76	306	0,090175983
6	Étage 6	2686,1363	15319,0355	1,5	903,47	306	0,083116552
7	Étage 7	2575,5335	12632,8992	1,5	813,33	306	0,076138807
8	Étage 8	2575,5335	10057,3657	1,5	707,06	306	0,069726490
9	Étage 9	2575,5335	7481,8322	1,5	581,26	306	0,063096803
10	Étage 10	2477,9428	4906,2987	1	434,22	306	0,036925189
11	Étage 11	2428,3559	2428,3559	1,5	245,76	306	0,048436301

La condition ($\theta < 0,1$) est vérifiée, donc l'effet P- Δ est négligeable.

VI-12-Vérification spécifiques selon art 7.4.3:**a) Sollicitations normales:**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

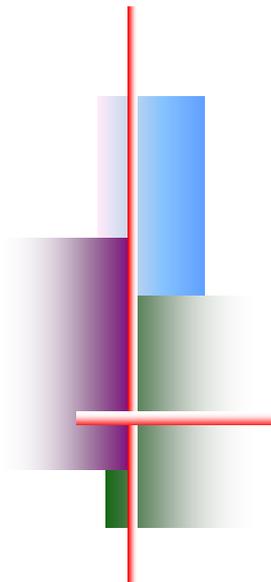
$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Tableau VI.1: Vérification sollicitations normales

Section (cm ²)	N _{acc} (KN)	B _c (cm ²)	Fc28 (KN/cm ²)	≤ 0,30	Condition
50x50	1295,69	2500	2,5	0,20	C.V
45x45	687,98	2025	2,5	0,13	C.V
40x40	330,35	1600	2,5	0,08	C.V
35x35	144,62	1225	2,5	0,04	C.V

Finalement:

On peut dire que suivant les règles para sismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



CHAPITRE VIII



Etude des éléments structuraux

- *Introduction*
- *Poteaux*
- *Poutres.*
- *Voiles.*

VII-1-Introduction :

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

➤ **Les poutres** : sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

➤ **Combinaisons des charges pour les poutres:**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91:**(situation durable)

ELU $1,35G + 1,5Q$

ELS..... $G + Q$

- **Selon RPA 99:**(situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

- **Les poteaux** : sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- **Combinassions des charges pour les poteaux:**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (situation durable)

ELU $1,35G + 1,5Q$

ELS $G + Q$

- **Selon RPA 99:**(situation accidentelle)

$G+Q\pm 1.2E$

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

- **Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :**

Tableau VII- 1. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	f_{ed} (MPa)
Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

VII-2-L'étude des Poutres principales est secondaires :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

- **Recommandations du RPA 99(V2003):**

a)-Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en Zone courante.
- **6%** en Zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

40 ϕ : En zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) -Armatures transversales:

- La quantité des armatures transversales minimales est de : **At =0,003.S.b**
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de (h/4, 12 ϕ) ;
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau VII.2 les moments maximums (en travée et en appui) et des effortstranchants en (KN)

	En appui			En travée			Effort tranchant T_{\max} (KN)
	M_{au} (KN · m)	M_{as} (KN · m)	M_{acc} (KN · m)	M_{tu} (KN · m)	M_{ts} (KN · m)	M_{tacc} (KN · m)	
Poutre principale P.P (35×40) cm ²	87,19	63,25	91,22	65,85	47,80	50,26	104,56
Poutre secondaire P.S (35×35) cm ²	54,24	39,42	58,38	52,60	38,26	53,53	113,65

VII-2-1-Ferrailages des poutres principales (35×40):

VII-2-1-1-ELU : (1,35G + 1,5Q) :

✚ En travée

$$M_t = 65,85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_b \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25000}{1 \times 1,5} = 14166,66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

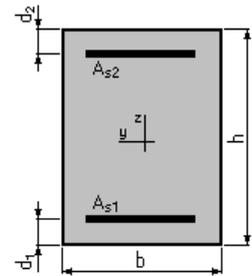
$$\mu = \frac{65850}{14,20 \times 35 \times (37,5)^2} = 0,094$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s \times \gamma_s} = \frac{400000}{2 \times 10^8 \times 1,15} = 0,00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{es}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,00173} = 0,673$$

$$U_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,8 \times 0,673 \times (1 - 0,4 \times 0,673) = 0,392$$

$$U < U_R \implies \text{Oui domaine 1} \implies A'_s = 0 \implies \text{pivot A}$$



$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094})}{0,8} = 0,123$$

$U < 0,186$ **Oui** \implies *domaine 1*

$$\implies \mathcal{E}_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1,15} = 347826,08$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,123) = 35,655 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{65,85 \times 10^4}{35,655 \times 3480} = 5,30 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$M_a = 87,19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_b \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25000}{1 \times 1,5} = 14166,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu = \frac{87190}{14,20 \times 35 \times (37,5)^2} = 0,124$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s \times \gamma_s} = \frac{400000}{2 \times 10^8 \times 1,15} = 0,00173 \text{ FeE400}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{es}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,00173} = 0,673$$

$$U_R = 0,8\alpha_R(1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \times 0,673 \times (1 - 0,4 \times 0,673) = 0,392$$

$U < U_R$ \implies **Oui domaine 1** $\implies A'_s = 0$ \implies **pivot A**

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,124})}{0,8} = 0,166$$

$U < 0,186$ **Oui** \implies *domaine 1* \implies

$$\mathcal{E}_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1,15} = 347826,08$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,166) = 35,01 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{87,19 \times 10^4}{35,01 \times 3480} = 7,16 \text{ cm}^2$$

VII-2-1-2-ELA :

✚ En travée

$$M_t = 50,26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_b \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25000}{1 \times 1,15} = 18478,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\mu = \frac{50,26 \times 10^4}{184,78 \times 35 \times (37,5)^2} = 0,055$$

$$\mathcal{E}_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s \times \gamma_s} = \frac{400000}{2 \times 10^8 \times 1} = 0,002$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000\mathcal{E}_{es}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,002} = 0,636$$

$$U_R = 0,8\alpha_R(1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \times 0,636 \times (1 - 0,4 \times 0,636) = 0,379$$

$$U < U_R \quad \Longrightarrow \quad \text{Oui domaine 1} \quad \Longrightarrow \quad A'_s = 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055})}{0,8} = 0,07$$

$$U < 0,186 \quad \text{Oui} \quad \Longrightarrow \quad \text{domaine 1}$$

$$\Longrightarrow \quad \mathcal{E}_s = 2 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000 \text{ MPA}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,07) = 36,45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{50,26 \times 10^4}{36,45 \times 4000} = 3,45 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$M_a = 91,22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_b \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25000}{1 \times 1,15} = 18478,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\mu = \frac{91,22 \times 10^4}{184,78 \times 35 \times (37,5)^2} = 0,10$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\sigma_s \times \gamma_s} = \frac{400000}{2 \times 10^8 \times 1} = 0,002$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{es}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,002} = 0,636$$

$$U_R = 0,8\alpha_R(1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \times 0,636 \times (1 - 0,4 \times 0,636) = 0,379$$

$$U < U_R \quad \Longrightarrow \quad \text{Oui domaine 1} \quad \Longrightarrow \quad A'_s = 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2U})}{0,8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10})}{0,8} = 0,132$$

$$U < 0,186 \quad \text{Oui} \quad \Longrightarrow \quad \text{domaine 1}$$

$$\Longrightarrow \quad \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1} = 400000 \text{ MPA}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,132) = 35,52 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{91,22 \times 10^4}{35,52 \times 4000} = 6,42 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

✚ **En travée :**

- **BAEL (Art A4.2.1):**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,58 \text{ cm}^2 < 5,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{RPA (Art7.5.2.1) : } A_{\min} \geq 0,005 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

- **Choix des armatures :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A_s = \max(5,30 ; 7 ; 1,58)$$

$$A_s = 7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **3T14+ 3T12=8,01 cm²**

✚ **En appuis :**

- **BAEL (Art A4.2.1):**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,58 \text{ cm}^2 < 7,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **RPA (Art7.5.2.1) :** $A_{\min} \geq 0,005 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Choix des armatures :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A_s = \max(7,16 ; 7 ; 1,58)$$

$$A_s = 7,16 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **3T14+ 3T12=8,01 cm²**

VII-2-1-3-Vérification à L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable:

a)-En travées :

$$M_s = 47,80 \text{ KN.m}$$

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

▪ **la position de l'axe neutre (y):**

$$b \cdot \frac{x^2}{2} + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s \times c' + A_s \times d) = 0$$

$$\Rightarrow 35 \times \frac{x^2}{2} + 15(8,01)x - 15 \times (8,01 \times 37,5) = 0$$

$$\Rightarrow 17,5x^2 + 120,15x - 4505,62 = 0$$

$$\Delta = 329829,42 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 574,30$$

$$x = (-120,15 + 574,30) / 35 = 12,97 \text{ cm}$$

$$x = 12,97 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie (I):**

$$I = b \cdot \frac{x^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - x)^2 + 15 \cdot A'_s (x - c')^2$$

$$I = 35 \times \frac{(12,97)^3}{3} + 15 \times 8,01 \times (37,5 - 12,97)^2$$

$$I = 97751,38 \text{ cm}^4$$

VII-2-1-4-Vérification des contraintes :

▪ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{47,80 \times 12,97 \times 10^{-2}}{97751,38 \times 10^{-8}} = 6342,27 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6342,27 \text{ KN / m}^2 \leq 15000 \text{ KN / m}^2$$

▪ **Dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \cdot M_s \left(\frac{d - x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 47,80 \times \left(\frac{37,5 - 12,97}{97751,38 \times 10^{-8}} \right) = 179925,95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_s = 179925,95 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 2000000 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b)-Enappuis :

$$M_s = 63,25 \text{ KN.m}$$

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

- **la position de l'axe neutre (y):**

$$x = 12,97 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie (I):**

$$I = 97751,38 \text{ cm}^4$$

VII-2-1-5-Vérification des contraintes :

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{63,25 \times 12,97 \times 10^{-2}}{97751,38 \times 10^{-8}} = 8392,23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8392,23 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 15000 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \cdot M_s \left(\frac{d - x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 63,25 \times \left(\frac{37,5 - 12,97}{97751,38 \times 10^{-8}} \right) = 238081,93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_s = 238081,93 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 2000000 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VII-2-1-6-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 104,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{104560}{350 \times 375} = 0,796 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-2-1-7- Calcul des armatures transversales**a) Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right) = \min (1,14; 1,4; 3,5) \text{ Selon le B.A.E.L 91 [2]}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

b) -Espacement des armatures transversales**• Vérification des espacements Selon le B.A.E.L**

$$\delta_{t_1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t_1} \leq \min(33,75, 40 \text{ cm}) = 33,75 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 35} = 57,42 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(33,75, 57,42 \text{ cm}) = 33,75 \text{ cm}$$

• En zone nodale

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi \right) \text{ Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4 \right) = 10 \text{ cm.}$$

On prend $\delta_t = 10 \text{ cm}$.

• En zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm. Selon le R.P.A 99 [3]}$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

- **Section des armatures transversales Selon le R.P.A 99 [3]**

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b$$

- **Zone nodale :** $A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

- **Zone courante :** $A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total max de l'acier long:**

- **4% en zone courante:**

$$A_{s1} = \frac{4}{100} \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone nodale:**

$$A_{s2} = \max = \frac{6}{100} \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de la zone nodale:**

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement:**

$$L = 40\phi = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm.}$$

Tableau VI.3 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobiere}$ (cm) ²	ϕ_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	5,30	3T14 +	8,01	$\phi 8$	15	10
	Appui	7,16	3T14 +	8,01	$\phi 8$	15	10
			3T12				
			3T12				

Coupe BB

Coupe AA

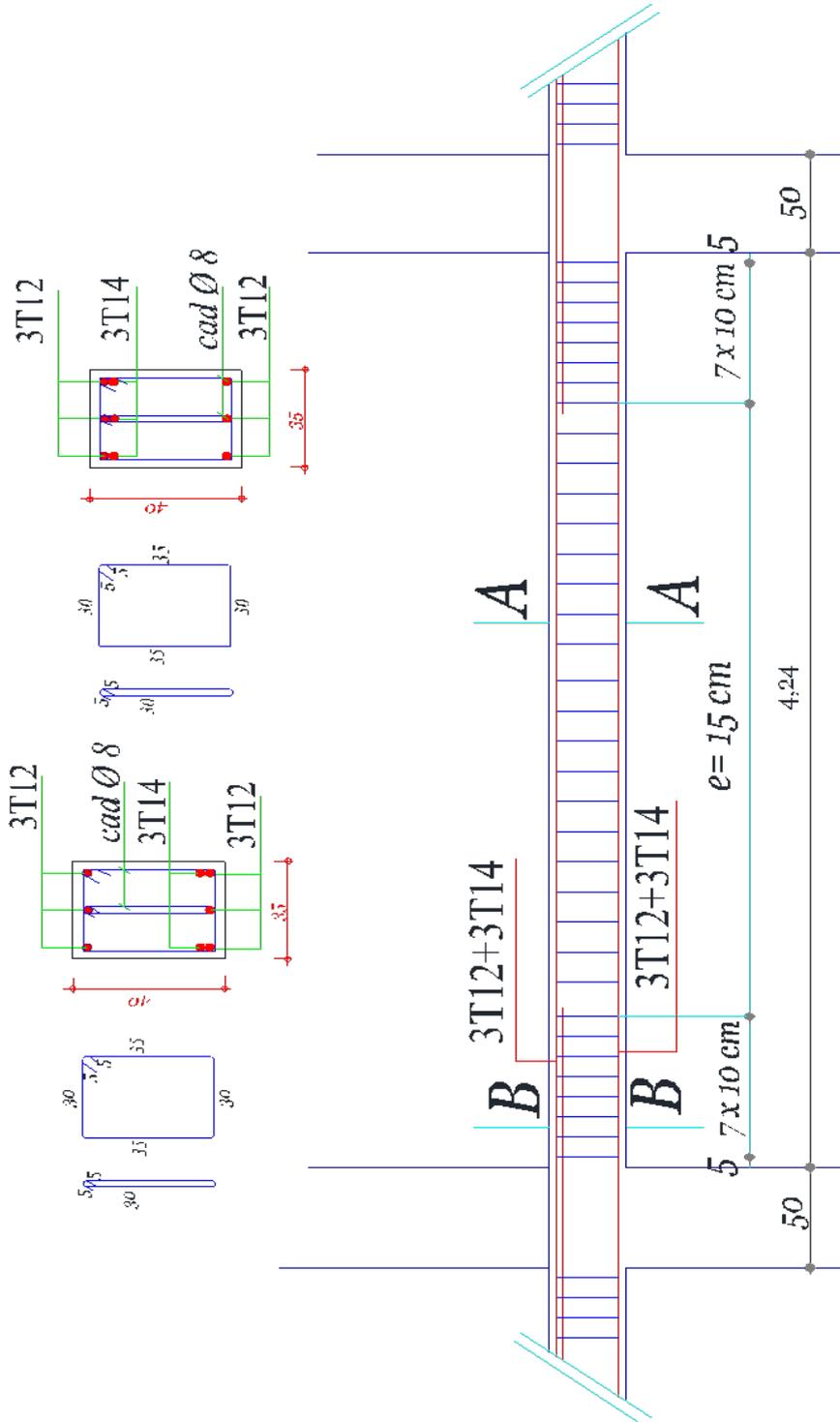


Figure VII-1. Ferrailage de la poutre Principale

VI.2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S (30×35) cm^2

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

Tableau VII.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

Type		A_{calcul} (cm) ²	condition de l'RPA (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobiere}$ (cm) ²	ϕ_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	6,60	6,125	3T14 + 2T12	6,88	$\phi 8$	15	10
	Appui	6,80	6,125	3T14 + 2T12	6,88	$\phi 8$	15	10

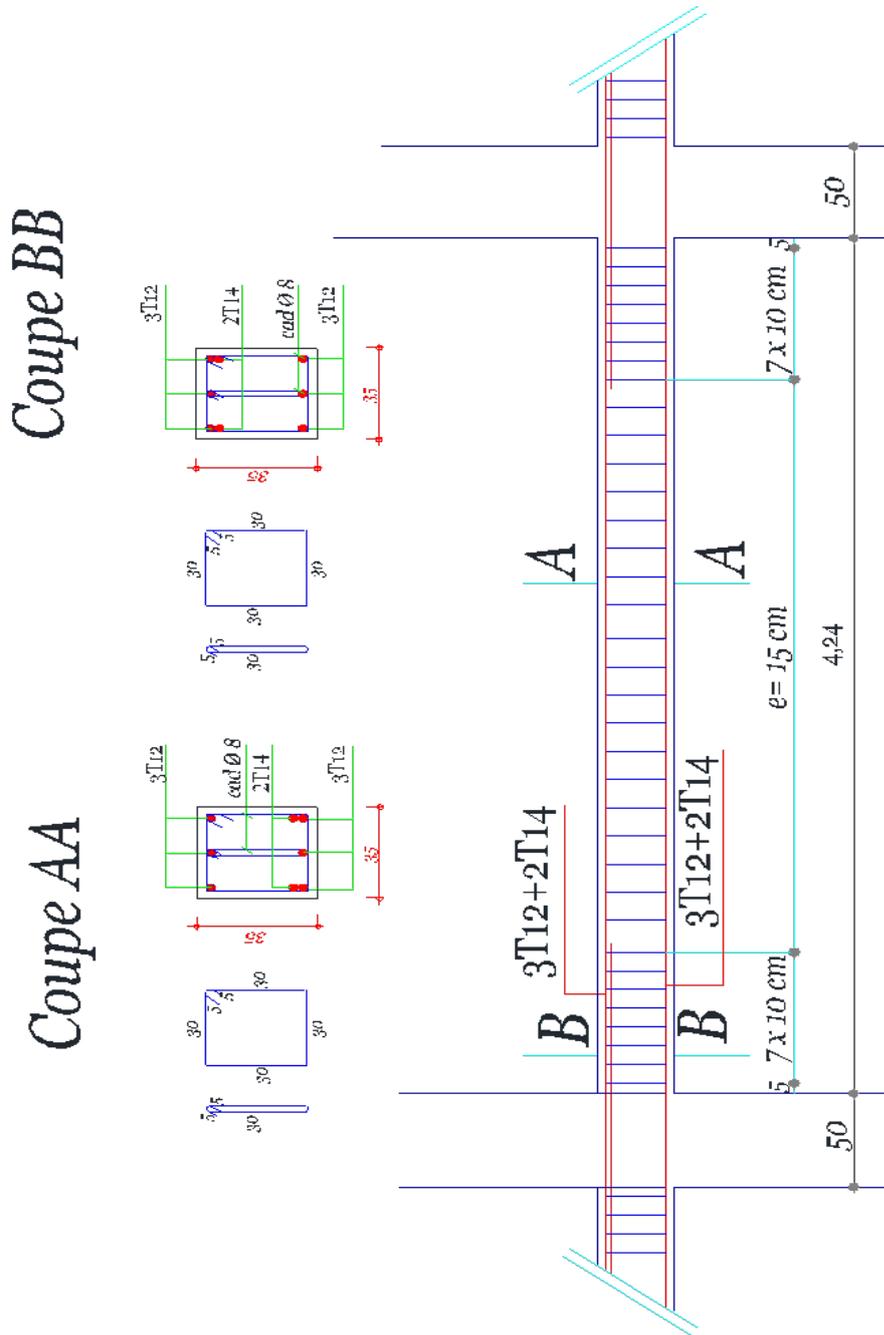


Figure VII-2. Ferrailage de la poutre secondaire

VII-3-Les poteaux:**a)-Recommandations du RPA 99/version2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%**(zone IIa).
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

Le diamètre minimum est de 12 mm

Calcul un zone 1:

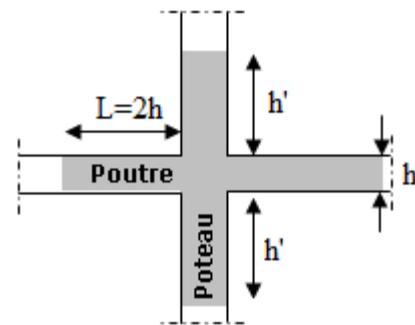


Figure VII .3.représente la zone nodale

Calcul Poteau 'Zone 1':**Armatures transversals**

Les armatures transversals des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : est l'espacement des armatures transversals dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit: *

Dans la zone nodale:

$$t \leq \text{Min}(10\phi; 15cm) \text{ en zone IIa}$$

***dans la zone courante:**

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad II$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du Poteau

- La quantité **d'armatures minimales $A_t/t.b$ en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5: \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3: \quad 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élançement géométrique du Poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_1$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Espacement des cadres :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) = (10 \times 1,6\text{cm}, 15\text{cm}) = 15\text{cm}. \text{ On adopte } 10\text{cm}.$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing_1 = 15 \times 16 = 24\text{cm}. \text{ On adopte } 15\text{cm}$$

calcul de λ_g :

$$l_f = 0,7 \times 3,57 = 2,5\text{ m} = 250\text{ cm} \dots \dots \dots \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{250}{50} = 5 \quad ; \quad \rho_a = 3,75 ; V_u = 93,75\text{KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u t}{h.f_c} = \frac{2,5 \times 93,75 \times 10}{50 \times 40} = 1,17\text{cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

- **Vérification la section minimale des cadres :**

$$A_t / t * b_1 (\%) = 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3$$

$$\lambda_g = 2.50 \Rightarrow A_t / t * b_1 = 0.40\% \geq 0.3\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Recouvrement : La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :

$$40 \Phi \text{ en zone IIa.} = 40 * 16 = 64 \text{ cm.}$$

Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1 ; h_1 ; 60) \text{ cm} = (59,5; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm}$$

la longueur droite de cadre égale $10 \varnothing_t = 10 * 0,8 = 8 \text{ cm}$ on adopte de 15cm.

Fermés par des crochets à 135° .

Le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Tableau VII .5. Récapitulation des sections des armatures transversales

section de poteau (cm ²)	espacement λ_g	ρ_a	effort tranchant (KN)	barres transversales		S _t zone courante (cm)	S _t zone nodale (cm)	longueur zone nodale
				A _t	choix			
45x45	4,66	3,75	79,25	1,65	4HA8	15	10	60
40x40	5,25	2,5	67,86	1,06	4HA8	15	10	60
35x35	6,00	2,5	57,48	1,03	4HA8	15	10	60

Tableau VII .5. Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

Combinaison	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux (50 × 50) cm ²	Poteaux (45 × 45) cm ²	Poteaux (40 × 40) cm ²	Poteaux (35 × 35) cm ²
ELU	F_x	473,20	253,10	65,65	19,41
	M_y	43,23	30,47	33,08	31,65
	M_z	67,58	35,51	32,66	36,68
	T	83,65	61,76	50,00	49,68

ELS	F_x	348,16	186,29	48,49	14,01
	M_y	31,57	22,27	24,11	23,04
	M_z	49,06	25,98	23,68	26,70
	T	61,06	45,22	36,63	36,35
ELA	F_x	141,11	20,00	6,99	28,42
	M_y	50,39	53,28	48,57	40,21
	M_z	61,85	51,30	43,66	36,68
	T	93,75	79,85	67,86	57,48

VII.3.1. Ferrailage des poteaux (50x50) cm²:

- Armatures longitudinales :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

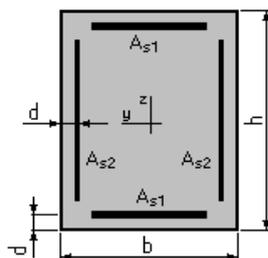
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 2,5 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	473,20	43,23	67,58
2.	ELS	348,16	31,57	49,06
3.	ELA	141,11	50,39	61,85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s_{\max}} = 125,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N°1: TypeELU **N = 473,20 (kN)** **M_y = 43,23 (kN*m)** **M_z = 67,58 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,87 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 43,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 43,8 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,92 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas N°2: TypeELS **N = 348,16 (kN)** **M_y = 31,57 (kN*m)** **M_z = 49,06 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,04
 Position de l'axe neutre: $y = 43,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 45,1 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 39,6 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 67,9 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$

Cas N°3: TypeELA **N = 141,11 (kN)** **M_y = 50,39 (kN*m)** **M_z = 61,85 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,86 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 26,7 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 52,7 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,27 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma'_s = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA:

$$0,8\%(bxh)=0,8\%(50 \times 50)=20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc on adopte : $8T20=25,13 \text{ cm}^2$

• **Longueur de recouvrement** : Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

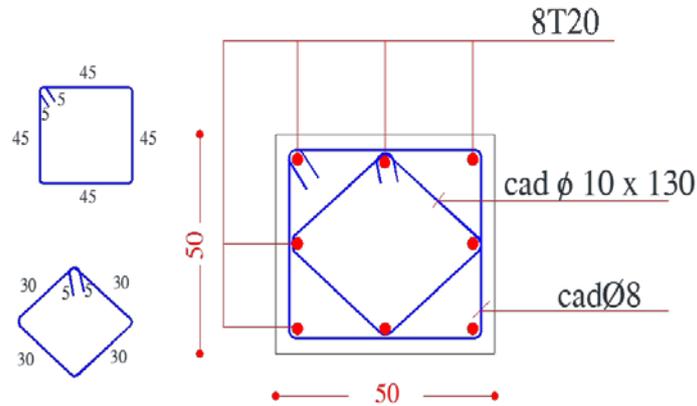


Figure VII .4 Ferrailage des poteaux (50x50)cm.
RDC jusqu'à 2^{eme} Etage

VII.3.2. Ferrailage des poteaux (45x45) cm²:

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

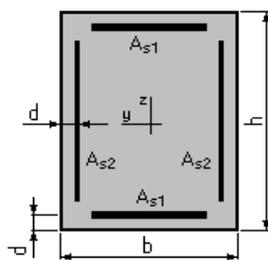
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 45,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d = 2,5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	253,10	30,47	35,51
2.	ELS	186,16	22,27	25,98
3.	ELA	20,00	53,28	61,85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 4,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 20,3$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 101,3$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,50$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N°1: TypeELU **N = 253,10 (kN)** **M_y = 30,47 (kN*m)** **M_z = 35,51 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	4,82	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 36,0$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 40,8$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 2,33$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 347,8$	(MPa)

Cas N°2: TypeELS **N = 186,16 (kN)** **M_y = 22,27 (kN*m)** **M_z = 25,98 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	3,62	
Position de l'axe neutre:	$y = 35,4$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 42,4$	(cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,1$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 43,2$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 55,9$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 201,6$	(MPa)

Cas N°3: TypeELA **N = 20,00 (kN)** **M_y = 53,28 (kN*m)** **M_z = 61,85 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	2,13	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 18,9$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 49,8$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 7,57$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 400,0$	(MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 400,0$	(MPa)

- Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA:

$$0,8\%(b \times h) = 0,8\%(45 \times 45) = 16,20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Donc on adopte : } 4T20 + 4T16 = 12,57 + 8,04 = 20,61 \text{ cm}^2$$

• **Longueur de recouvrement** : Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

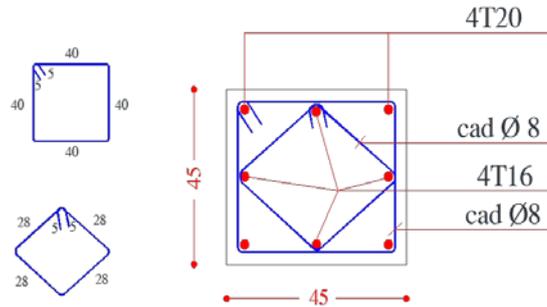


Figure VII .5.Ferrailage des poteaux (45x45)cm.
3^{eme} Etage jusqu'à 5^{eme} Etage

VII.3.3. Ferrailage des poteaux (40x40) cm²:

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

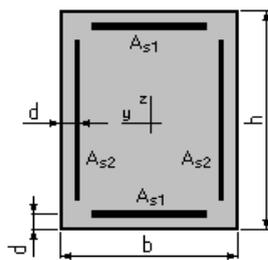
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40,0$ (cm)
 $h = 40,0$ (cm)
 $d = 2,5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	65,65	33,08	32,66
2.	ELS	48,49	24,11	23,68
3.	ELA	6,99	48,57	43,66

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 16,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s_{\max}} = 80,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N°1: TypeELU **N = 65,65 (kN)** **M_y = 33,08 (kN*m)** **M_z = 32,66 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	2,58	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 20,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 42,3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 5,69 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\sigma'_s = 347,8 \text{ (MPa)}$	

Cas N°2: TypeELS **N = 48,49 (kN)** **M_y = 24,11 (kN*m)** **M_z = 23,68 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,35
Position de l'axe neutre:	$y = 21,3 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 42,4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 149,5 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma'_s = 83,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$

Cas N°3: TypeELA **N = 6,99 (kN)** **M_y = 48,57 (kN*m)** **M_z = 43,66 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,83	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 16,7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 44,0 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7,61 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\sigma'_s = 400,0 \text{ (MPa)}$	

- Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA:

$$0,8\% (b \times h) = 0,8\% (40 \times 40) = 12,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc on adopte : $8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$

• **Longueur de recouvrement** : Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$$

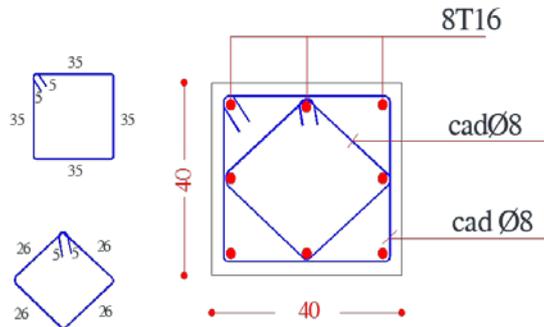


Figure VII .6 Ferrailage des poteaux (40x40)cm.
6^{eme} Etage jusqu'à 8^{eme} Etage

VII.3.4. Ferrailage des poteaux (35x35) cm²:

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

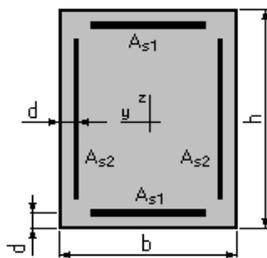
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 35,0$ (cm)
 $h = 35,0$ (cm)
 $d = 2,5$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	19,41	31,65	36,68
2.	ELS	14,01	23,04	26,70
3.	ELA	28,42	40,21	36,68

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s_{\max}} = 61,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,45 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}\text{)}$	maximum	$\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas N°1: TypeELU **N = 19,41 (kN)** **M_y = 31,65 (kN*m)** **M_z = 36,68 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,94 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 17,2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 36,7 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\text{)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,86 \text{ (\%)}\text{)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 347,8 \text{ (MPa)}$

Cas N°2: TypeELS **N = 14,01 (kN)** **M_y = 23,04 (kN*m)** **M_z = 26,70 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 18,2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 36,8 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,8 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 201,6 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 106,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$

Cas N°3: TypeELA **N = 28,42 (kN)** **M_y = 40,21 (kN*m)** **M_z = 36,68 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,03 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 16,9 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 36,9 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\text{)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6,01 \text{ (\%)}\text{)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA:

$$0,8\% (b \times h) = 0,8\% (35 \times 35) = 9,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Donc on adopte : } 4T16 + 4T14 = 8,04 + 6,16 = 14,20 \text{ cm}^2$$

• **Longueur de recouvrement** : Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$$

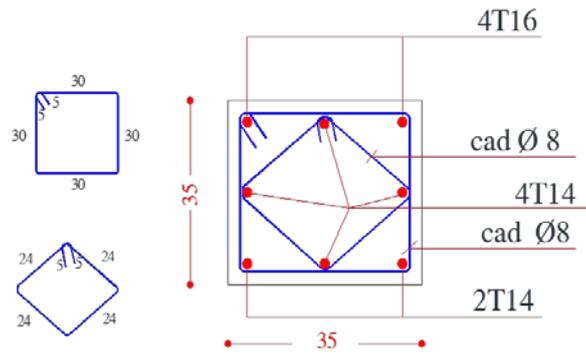


Figure VII .7.Ferraillage des poteaux (40x40)cm.
9^{eme} Etage jusqu'à 10^{eme} Etage

Tableau VII.7 : Récapitulation du ferraillage des poteaux

Poteau (cm^2)	A_{calen} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
50×50 RDC - 2 ^{eme} étage	25,00	20,00	8T20	20,61	4 ϕ 8	2,01	10	15
45×45 3 ^{eme} - 5 ^{eme} étage	20,30	16,20	4T20 +4T16	18,73	4 ϕ 8	3,14	10	15
40×40 6 ^{eme} - 8 ^{eme} étage	16,00	12,80	8T16	12,32	4 ϕ 8	2,01	10	15
35×35 9 ^{eme} - 10 ^{eme} étage	12,30	9,80	4T16 +4T14	10,68	4 ϕ 8	2,01	10	15

VII-4-FERRAILLAGE DES VOILES :**VII-4-1-Introduction :**

Les voiles seront sollicitées par :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes totalement comprimées et des bandes partiellement tendues sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferraillement se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

VII-4-1-1- Aciers verticaux : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris 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 des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

VII-4-1-2-Aciers horizontaux : (article 7.7.4.2.RPA99/2003).

Les barres horizontales doivent être de crochets à 135^0 ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les démentions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%.

En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10 \cdot \bar{V}_e$.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VII-4-1-3- **Méthode de calcul :**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts N_{\max} et M_{corr} ,

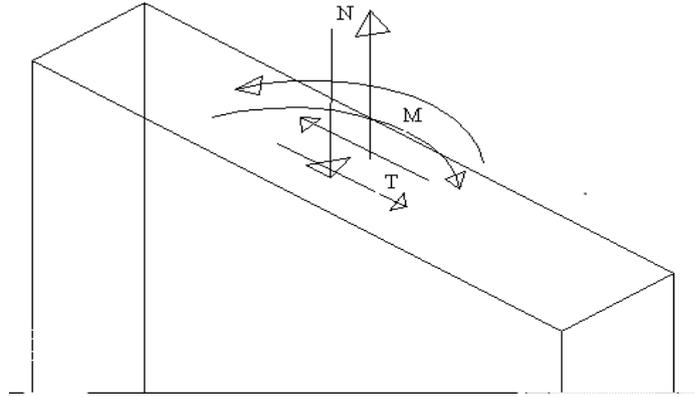


Figure VII- 8.Voile soumis à la flexion composée

-Étude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{g,d} = N/S \pm M.Y/I$$

Avec:

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_g et σ_d sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_g et σ_d sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_g et σ_d sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V-4-2-Calcul ferrailage des voiles plain :

Le ferrailage des voiles se fait d'après le DTR(B.C.2.42) :le DTU (document technique unifié).

$$L=345\text{cm} ; e= 20 \text{ cm} ; h=357 \text{ cm} ,f_{c28}= 25 \text{ MPA}$$

La section horizontale du voile:

$$S = e.L = 20 \times 345 = 6900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{e.L^3}{12} = \frac{20 \times (345)^3}{12} = 6,84 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

V et V' : bras de levier

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{345}{2} = 172,5 \text{ cm}$$

$$C = C' = \frac{I}{S.V'} = \frac{6,84 \times 10^7}{6900 \times 172,5} = 57,46 \text{ cm}$$

Longueur de flambement l_f

$$l_f = 0,85.L = 0,85 \times 345 = 293,25 \text{ cm}$$

Élancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{e} = \frac{293,25 \times \sqrt{12}}{20} = 50,79 > 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = 0,58$$

La section réduit :

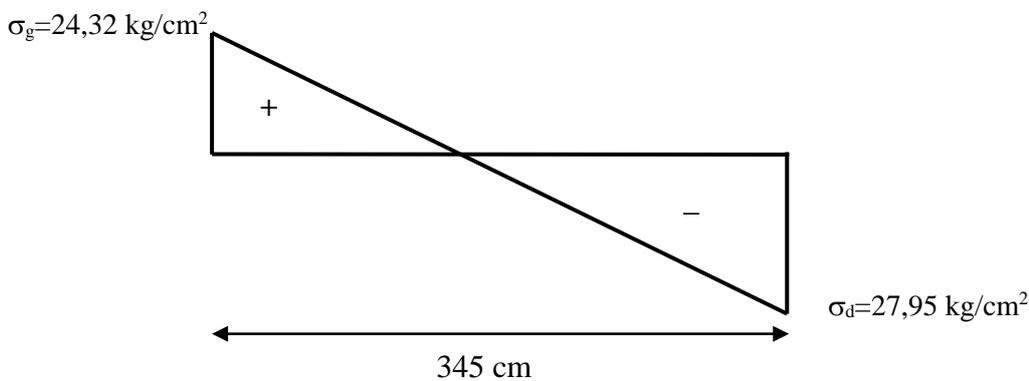
$$B_r = d.(a - 2) = 345 \times (20 - 2) = 6210 \text{ cm}^2$$

❖ *ELA* :

$$\begin{cases} N_A = -126,22 \text{ KN} \\ M_A = 1036,72 \text{ KN.m} \\ T = 277,86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_g = \frac{N_a}{S} - \frac{M_a \cdot V'}{I} = \frac{-126,22}{6900} + \frac{1036,72 \times 172,5 \times 10^2}{6,84 \times 10^7} = 0,2432 \text{ KN/cm}^2 = 24,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{N_a}{S} + \frac{M_a \cdot V'}{I} = \frac{-126,22}{6900} - \frac{1036,72 \times 172,5 \times 10^2}{6,84 \times 10^7} = -0,2795 \text{ KN/cm}^2 = -27,95 \text{ kg/cm}^2$$



$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = \frac{345 \times 27,95}{27,95 + 24,32} = 184,48 \text{ cm}$$

$$L_c = 345 - 184,48 = 160,52 \text{ cm}$$

$$N_a \text{ lim} = \alpha \cdot \left(\frac{B \cdot f_c 28}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) = 0,58 \times \left(\frac{6210 \times 250}{0,9 \times 1,15} \right) = 870000 \text{ kg} = 8700 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_a \text{ lim}}{e \cdot L} = \frac{8700 \times 10^2}{20 \times 345} = 126,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bna} = 126,08 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{\max} = 12,42 \text{ KN/cm}^2$$

Zone comprimé, le béton seuffit

Zone tendue:

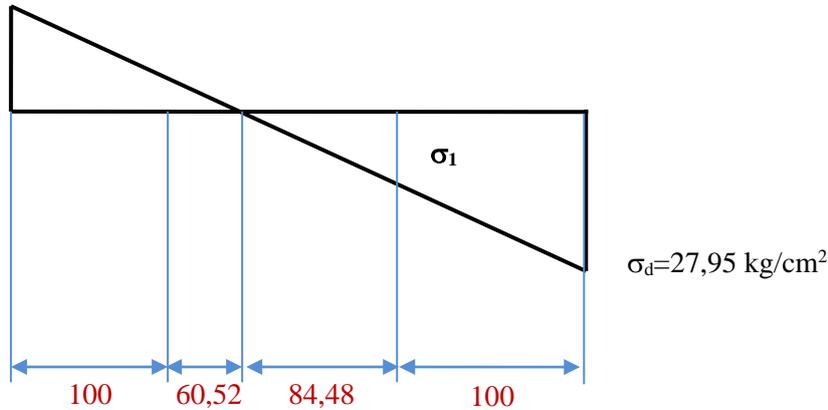
Le calcul se fait dans cecas pour des bandes verticales de largeur :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2l'}{3} \right) = \min(168,5; 107,01)$$

Donc on adopte une bande de 100 cm

Donc on adopte une bande de 100 cm

$$\sigma_g = 24,32 \text{ kg/cm}^2$$



Band (1) :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{-27,95}{184,48} = \frac{\sigma_1}{84,48} \Rightarrow \sigma_1 = -12,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{-27,95 - 12,79}{2} = -20,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \cdot \gamma \cdot S}{f_e} = \frac{20,37 \times 100 \times 20}{4000} = 10,19 \text{ cm}^2$$

On adopte 10T12 / 2 faces = 11,31 cm²

$$A_{\text{min}} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,31 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pour les autres bandes, on adopte un ferrailage de façon symétrique.

. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St_{BAEL}; St_{R.P.A.99}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

- Le choix de la section des armatures verticales est 5 T 12 = 5,65 cm²/ml

- L'espacement d'extrémité = S/2

Donc : S_t = 10 cm en zone d'about

$$S_t = 20 \text{ cm en zone courante}$$

- La longueur de la zone d'about = L/10 = 350/10 = 35 cm

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 15,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{277,86}{20 \times 0,9 \times 345} = 0,0447 \text{ KN/cm}^2 = 4,47 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

Armatures horizontales:

D'après le RPA le pourcentage minimum armatures vertical et horizontales des trumeaux est donné comme suite :

- globalement dans la section de voile 0,15%

$$A_s = 0,0015 \cdot 100 \cdot 20 = 3,00 \text{ cm}^2$$

on adopte 5T8/10 / face de un espacement égal à 20cm

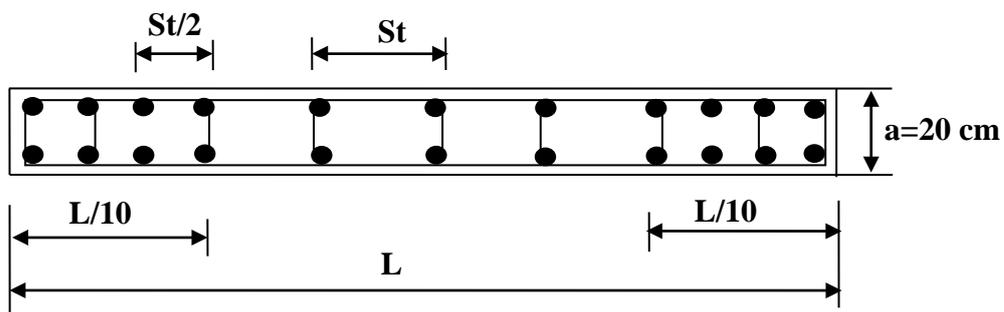
D'après le DTR(B.C.2.42)

$$W_v = A_{min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 345 = 10,35 \text{ cm}^2$$

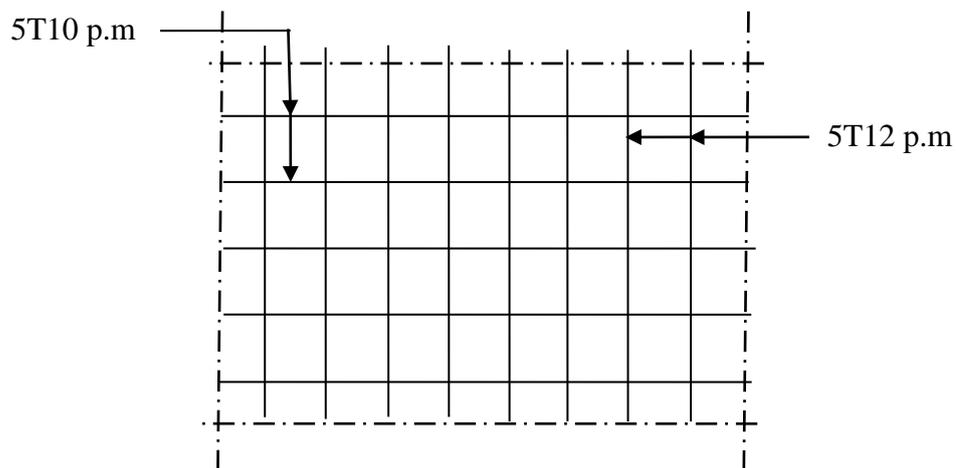
On a : A_h = 2/3(W_v) = 0,666 × 10,35 = 6,89 cm² on adopte 10T10 = 7.85 cm²/2 face

5T10/ ml

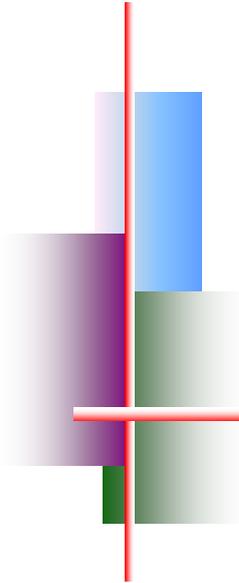
Espacement 20 cm



FigureVI.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles voiles



FigureVII.10.disposition du ferrailage du voile



CHAPITRE VIII



*Etude de
l'infrastructure*

VIII.1. Calcul des Fondations

VIII.1.1 Introduction:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2 bar à un ancrage de 2 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.1.2. Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes et semelles isolées . pour cela nous allons procéder a une petite vérification présentée ci-dessous.

V III.1.2.1 Semelle isolé:

On choisit le poteau le plus sollicité d'après les résultats Robot , dans notre cas c'est le poteau C3.

ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Mu= 52.75kn.m} \\ \mathbf{Nu= 1725.10kn} \end{array} \right.$$

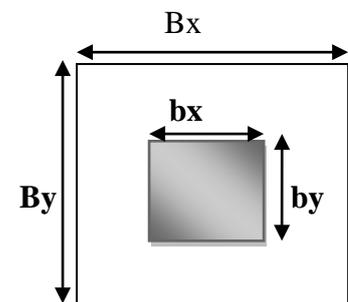


Figure VIII.1. Schéma du Semelle isolée

$\sigma_{sol} = 200\text{kn/m}^2$ a L' ELU donne par laboratoire

poteau(50*50)cm²

Dimensionnement:

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \Rightarrow B_x = \frac{b_x}{b_y} B_y = \frac{50}{50} B_y \Rightarrow B_x = B_y$$

$$B_x * B_y \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}}$$

$$B_x = \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} = 2.94\text{m}$$

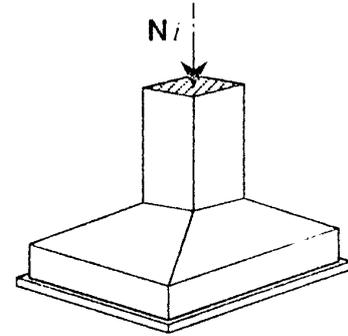


Figure VIII.2 Schéma du semelle isolée

Donc : $B_x=2.94\text{m}$ $B_y= 2.94\text{m}$

Nous avons dimensionné les semelles isolée sous poteaux pour 2.94*2.94m on constaté que les semelles isolée se touchent presque (**chevauchement de contraintes**) . Nous avons tenté de passer avec des semelle filantes sous poteaux.

VII.1.2.2 Semelle Filantes :

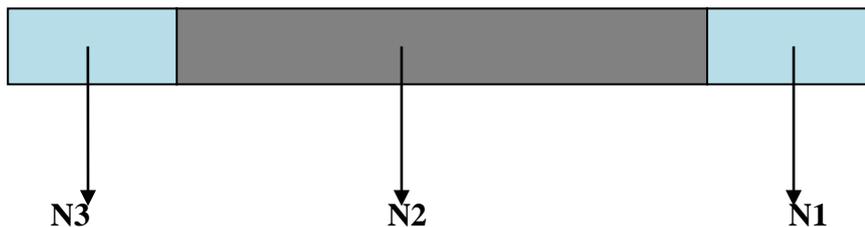


Figure VIII.3 Schéma du semelle filante

$$N1 = 920.44\text{kn}$$

$$N2 = 1451.73\text{kn}$$

$$N3 = 63.83\text{kn}$$

$$Nu = 2436\text{kn}$$

$$B_x = 5.05 + 1 + 1 = 7.05 \text{ m}$$

$$S = \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = 12.18 \text{ m}$$

$$B_x \times B_y \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}} \rightarrow B_y = \frac{s}{B_x} = 1.72 \text{ m}$$

$$B_y = 1.72 \text{ m} \quad B_x = 7.05 \text{ m}$$

Nous avons dimensionné les semelle filantes sous poteaux , on a constaté que les semelles filantes se touche de la même file . Nous avons tenté de passer avec une fondation de type radier général qui s'impose a cause du chevauchement des contraintes sous les semelles , donc on va adopté un radier général.

VIII.1.2.3. Définition du radier général :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VII.1.2. 3.1. Calcul du radier

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

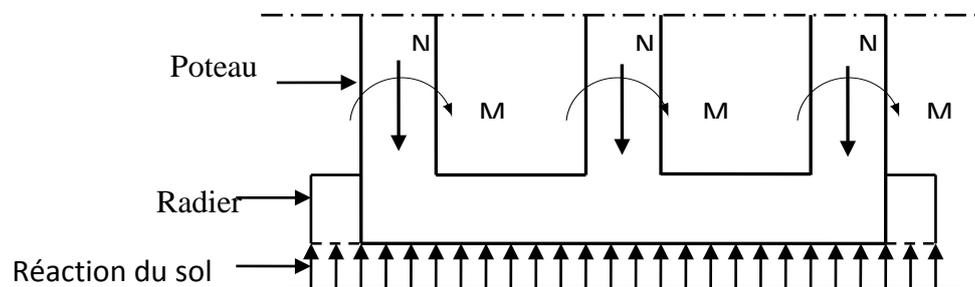


Figure VIII. 4 Schéma du Radier

VIII.1.2.3.2. Pré dimensionnement du radier

Poids supporté par le radier et:

- * Superstructure G_T : la charge permanente totale.
- * Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 41667,90 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 5644,64 \text{ KN}$$

a. Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 64718,62 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 47312,54 \text{ KN}$$

b. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 47312,54 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 236.56 \text{ m}^2 \text{ surface minimal}$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface bâtiment de $S_{\text{radier}} = 352.79 \text{ m}^2$.

$$q = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{47312.54}{352.79} = 134.10 \text{ kn}$$

c. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir de la fonction de la contrainte de cisaillement de radier.

Celle-ci est estimée à partir de la pression moyenne de contact du radier avec le sol sur la travée la plus grande.

D'après le B.A.E.L

1^{ère} condition :

$$\tau_{\mu} = V_u / b.d \leq 0,07 f_{cj}/b$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,05 \text{ m}$

on prend le panneau le plus sollicité

$$L_x = 4.74 \text{ m}$$

$$L_y = 5.05\text{m}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x \times l_y}{l_x + 2 \times l_y} = 216.30\text{kn} \\ V_y = \frac{q \times l_x}{3} = 211.87\text{kn} \end{cases}$$

$$\text{donc } V_u = 216.87\text{kn}$$

$$hr \geq \frac{v_u}{0.9 \times b \times \tau} = \frac{216.87 \times 10^2}{0.9 \times 100 \times 11.66}$$

$$hr \geq 20.66\text{cm}$$

on prend $hr = 60\text{cm}$

VIII.1.2.4. Détermination de la nervure:

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$hn \geq \frac{l \text{ max}}{6} = 84.16\text{cm}$$

la plus grande porté 5.05m

on prend : $hn = 100\text{cm}$

➤ *caractéristique géométrique du radier:*

➤ *Inerties du radier :*

$$I_x = 5318.43 \text{ m}^4$$

$$I_y = 20227.20 \text{ m}^4$$

* *Le centre de gravité du radier :*

$$X_G = 12.75\text{m}$$

➤ $Y_G = 6.38\text{m}$

➤ *Condition de La longueur élastique:*

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b'}}$

$$\text{avec: } L_e \geq \frac{2L \text{ max}}{\pi}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 1 \times (0.6)^3/12 = 0.018\text{m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32456.595\text{MPa}$.

b' : une bande de 1m de largeur de radier

b = largeur de la nervure du radier

K : coefficient du raideur de sol $k = 4000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3456695 \times 0,018}{400 \times 1}} = 4,94\text{m}$$

$$\frac{2L \max}{\pi} = 3.21\text{m}$$

$4.94 \geq 3.21$CV

Condition de cisaillement:

On suppose d'abord le diagramme uniforme sous le radier.

$$Q = \frac{N_{\text{sertot}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{47312.54}{352.79} = 134.10 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \quad T_x = \frac{QLx}{2\rho} \quad T_y = \frac{QLY}{3} \quad \tau = \frac{T \max}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28} : 3 \text{ mpa})$$

Vérification: $\tau \leq \bar{\tau}$

Tableau VIII.1 :Vérification de la condition au cisaillement du radier

Les panneaux	1	2	3	4
ρ	1.22	0.93	0.79	0.84
$T_x(\text{kn})$	233.02	305.69	145.66	163.33
$T_y(\text{kn})$	154.21	203.38	149.29	154.21
τ (mpa)	0.25	0.33	0.24	0.25
$\bar{\tau}$ (mpa)	2.5	2.5	2.5	2.5
Observation	CV	CV	CV	CV

VIII.1. 4. Ferrailage du radier

a- principe de calcul:

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis seront les poutres de chaînage reposant a leur tours sur les poteaux , les panneaux seront calculés comme dalles reposant sur 4 cotés , la fissuration étant considérée comme préjudiciable.

b- Sollicitation:**la contrainte moyenne:**a L'ELS: $Q_s = 134.10 \text{ kn/m}^2$ a L'ELU: $Q_u = 183.44 \text{ kn/m}^2$

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,5M_o$$

2^{ème} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

VIII.1.2.5.1. Exemple de calcul**a L'ELU**

$$\alpha = L_x/L_y = 4,29/4,60 = 0,93 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,841.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0428 \times 183,44 \times (4,29)^2 = 144,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,841 \times 144,50 = 121,52 \text{ KN.m}$$

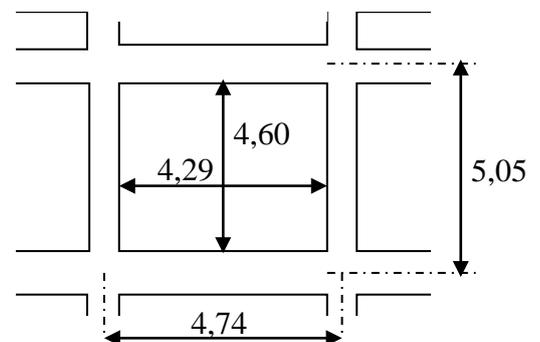


Figure VIII..5 Schéma de panneaux

$$M_{ox}=144.5\text{kn.m}$$

$$M_{oy}=121.52\text{kn.m}$$

En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 122,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$z = d \left(1 - 0,4\alpha \right)$$

$$A_a = \frac{Mu}{z \sigma_s}$$

$$b=100\text{cm} \quad d=55\text{cm} \quad c=c'=5\text{cm}$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,035 \quad Z = 0,542 \text{ m} \quad A = 6,48\text{cm}^2$$

On adopte 6T14 A = 9.23 cm²/ml, S_t = 16 cm

Sens y :

$$M_{ty} = 103.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,030 \quad Z = 0,54 \text{ m} \quad A = 5.50\text{cm}^2$$

On adopte 6T12 ... A = 6,78 cm²/ml, S_t = 16 cm

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 72.25\text{KN.m}$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,020 \quad Z = 0,5456\text{m} \quad A = 3.80\text{cm}^2$$

On adopte 4T14 A = 4,52 cm²/ml , S_t = 25 cm

Sens y:

$$M_{ay} = 60,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0141 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,017 \quad Z = 54.62 \text{ cm} \quad A = 3,19\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T12 A = 4,52 cm²/ml, S_t = 25cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

a ELS:

$$\alpha = l_x/L_y = 4,29/4,60 = 0,93 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,841.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Qu \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0428 \times 134,10 \times (4,29)^2 = 105,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,841 \times 105,62 = 88,82 \text{ KN.m}$$

$$* \text{ Mox}=105.62\text{kn.m}$$

$$* \text{ Moy}=88.82\text{kn.m}$$

En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85 * 105,62 = 89,77 \text{ kn.m}$$

$$\mu = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,025. \quad Z = 54,45 \text{ cm} \quad A = 4,73 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T14 A = 6,15 cm²/ml, S_t = 25 cm

Sens y :

$$M_{ty} = 88,82 * 0,85 = 75,5 \text{ kn.m}$$

$$\mu = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,021. \quad Z = 54,53 \text{ cm} \quad A = 3,97 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 ... A = 4,52 cm²/ml, S_t = 25 cm

-En appuis :

Sens x:

$$\text{Max}=0.5*105.62=52.81\text{kn.m}$$

$$\mu = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,015. \quad Z = 54,67 \text{ cm} \quad A = 2,77 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 A = 4,52 cm²/ml , S_t = 25 cm

Sens y:

$$M_{ay} = 44,41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,012. \quad Z = 54,73 \text{ cm} \quad A = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T12 A = 4,52 cm²/ml, S_t = 20 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

VIII.1.2.6. Vérification de radier:

a. Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W_{\text{bâtiment}} > f_{c28} \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot E \cdot S_{\text{rad}}$$

Avec :

$W_{\text{bâtiment}}$: Le poids total de la supère structure

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ_{eau} : Poids volumique de l'eau ($\gamma_{\text{eau}} = 1\text{t/m}^3$)

E : épaisseur du radier

S_{rad} : Surface de la radier

$$\alpha \cdot f_{c28} \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot E \cdot S_{\text{ra}} = 1.5 \times 2.5 \times 1 \times 0.6 \times 352.79 = 793.77\text{t}$$

$$W_{\text{bâtiment}} = 29419.26\text{t} > 793.77\text{t} \dots\dots\dots\text{CV}$$

La condition de l'effet de sous pression est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement

b. Vérification des contraintes par rapport à la contrainte du sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

$G + Q + E$: pour les contraintes maximales de compression.

$0,8G \pm E$: pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I_x} y \leq \sigma_{so} = 2\text{bar}$$

c. Vérification au non soulèvement des fondations

(0,8G+E) :

$$I_x = 5318.43 \text{ m}^4$$

$$I_y = 20227.20 \text{ m}^4$$

$$X_g = 12.75 \text{ m}$$

$$Y_g = 6.38 \text{ m}$$

$$e_x = 1.29 \text{ m}$$

$$e_y = 0.65$$

$$N = 17017.5 \text{ kn}$$

$$S_{rad} = 401.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$M = N \times e_y = 17017.5 \times 0.65 = 11061.37 \text{ kn.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{I_x} y \pm \leq \sigma_{so} = 2 \text{ bar}$$

Sens x:

$$\sigma_1 = \frac{17017.5}{401.85} + \frac{11061.37 \times 6.38}{5318.43} = 55.60 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{17017.5}{401.85} - \frac{11061.37 \times 6.38}{5318.43} = 29.08 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

donc: $\sigma_1, \sigma_2 \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$ Sens y:

$$\sigma_1 = \frac{17017.5}{401.85} + \frac{21952.5 \times 12.75}{20227.20} = 56.17 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{17017.5}{401.85} - \frac{21952.5 \times 12.75}{20227.20} = 28.51 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

donc: $\sigma_1, \sigma_2 \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots CV$

$$\dots \dots \dots CV \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 48.97 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Donc : pas de risque de soulèvement

d-Vérification de la compression (G+Q+E)

$$I_x = 5318.43 \text{ m}^4$$

$$I_y = 20227,20 \text{ m}^4$$

$$X_g = 12.75 \text{ m}$$

$$Y_g = 6.38 \text{ m}$$

$$e_x = 1.29 \text{ m}$$

$$e_y = 0.65$$

$$N = 23293.91 \text{ kn}$$

$$S_{rad} = 401.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$M_x = N \cdot e_y = 23293.91 \times 0.65 = 15141.04 \text{ kn.m}$$

$$M_y = N \cdot e_x = 23293.91 \times 1.29 = 30049.14 \text{ kn.m}$$

Sens x:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 76.12 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_2 = 39.8 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \leq \sigma_{so} = 200 \text{ kn/m}^2$$

.

Sens y:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 76.90 \text{ kn/m}^2 \\ \sigma_2 = 39.02 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \leq \sigma_{so} = 200 \text{ kn/m}^2$$

.

donc: $\sigma_1, \sigma_2 \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots CV$

e - Vérification A.ELS

$$I_x = 5318.43 \text{ m}^4$$

$$I_y = 20227,20 \text{ m}^4$$

$$X_g = 12.75 \text{ m}$$

$$Y_g = 6.38 \text{ m}$$

$$e_x = 1.29 \text{ m}$$

$$e_y = 0.65$$

$$N = 47312.54 \text{ kn}$$

$$S_{rad} = 401.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$M = N \times e_y = 47312.54 \times 0.65 = 30753,38 \text{ kn.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{I_x} y \pm \leq \sigma_{so} = 2 \text{ bar}$$

Sens x:

$$\sigma_1 = \frac{47312.54}{401.85} + \frac{30753,38 \times 6.38}{5318,43} = 154.62 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{47312,54}{401.85} - \frac{30753,12 \times 6.38}{5318,43} = 80.84 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

donc: $\sigma_1, \sigma_2 \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$

Sens y:

$$\sigma_1 = \frac{47312.54}{401.85} + \frac{95863.1 \times 12.75}{20227.20} = 178.156 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{47312,54}{401.85} - \frac{95863.1 \times 12.75}{20227.20} = 57.33 \text{ kn} \leq 200 \text{ kn/m}^2$$

donc: $\sigma_1, \sigma_2 \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{CV}$

D'après le RPA 99 le radier reste stable si :

$$\dots\dots\dots CV \sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 48.97 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc : pas de risque de soulèvement

f. Vérification au non poinçonnement:

D'après les règles **BAEL91**, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile de longueur (3, 45 m) On doit vérifier

$$N \leq 0,045 \mu x. f_{c28}. h$$

Avec :

μx : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

$$\mu x = 2 (L + b + 2.h) \text{ radier}$$

L ; b : Dimensions de voile

$$\mu x = 2 (5.05 + 0,2 + 2*0,6) = \mathbf{12,9 \text{ m} = 1290 \text{ cm}}$$

$$0,045 \mu x. f_{c28}. h = 0,045 \times 12.90 \times 2500 \times 0.60 = \mathbf{19350 \text{ t}}$$

$$N = 4731.254 \text{ t} \text{ donc : } N < 19350 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.1.2.7. calcul le débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur

$$d = 0.6 \text{ m} \text{ et d'épaisseur } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad L = 60 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm}$$

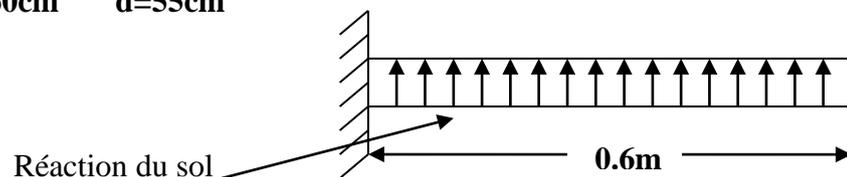
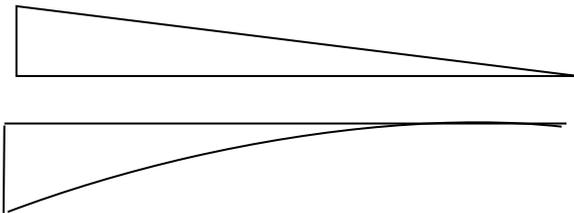


Figure VIII.6. schéma statique de débord

$$T = qL$$

$$M = \frac{q \cdot L^2}{2}$$


$$q_u = 183.44 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = 134.10 \text{ kn/m}^2$$

ELU:

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_u = \frac{183.44}{2} \cdot (0.6)^2 = 33,019 \text{ kn.m} \Rightarrow M_u = 33,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{134.10}{2} \cdot (0.6)^2 = 24,13 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser} = 24,13 \text{ KN.m}$$

• **VIII.3.1 . Calcul de ferrailage :**

Tableau VIII.2 : Calcul de ferrailage de débord

	M(kn.m)	u	α	Z(cm)	As(cm ²)		Espacement (cm)
					As(cal)	As (chois)	
ELU	33.02	0.0076	0.008	54.82	1.73	2T14=3.08	15
ELS	24.13	0.0056	0.006	54.86	1.26		

➤ **Choix des Barres de débord:**

Le débord peut constituer une zone d'encrage pour les armature longitudinal de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.20 f_c 28 / \gamma_b$$

$$V_u = q_u \cdot L = 110.06 \text{ kn} = 11.00 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \tau_u = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

VIII.1.2.8. Ferrailage des poutres de libages (nervure)

a. Sens x

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm}$$

* SOUS : 1.35G+1.5Q

$$q_u = 183.44 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = 134.10 \text{ kn/m}^2$$

$$q_n = 183.44 \cdot 4.29 \cdot \frac{2}{3} = 524.63 \text{ kn/m}$$

* SOUS : G+Q

$$q_n = 134.10 \cdot 4.29 \cdot \frac{2}{3} = 383.52 \text{ kn/m}$$

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{524.63 \times 4.74^2}{8} = 1473.4 \text{ kn.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{383.52 \times 4.74^2}{8} = 1077.1 \text{ kn.m}$$

* SOUS : 1.35G+1.5Q

. Sens transversal(x)

$$L_{\max} = 4.29 \text{ m.}$$

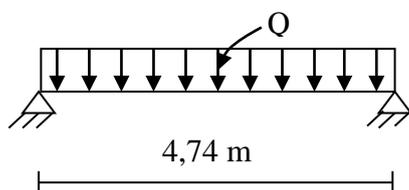


Figure VIII.3.1. Schéma statique de nervure

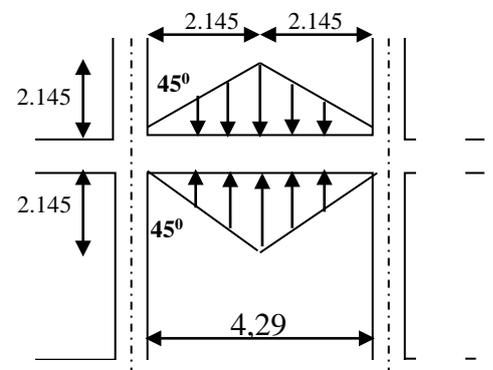


Figure VIII.7. Schéma répartition des charges de nervure

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{ox} = 0.75 \cdot 1473.4 = 1105.05 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.5 \cdot M_{ox} = 0.5 \cdot 1473.4 = 736.7 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.3 \cdot M_{ox} = 0.3 \cdot 1473.4 = 442.02 \text{ kn.m}$$

SOUS : G+Q

$$M_{tx} = 0.9 \cdot M_{ox} = 0.75 \cdot 1077.2 = 807.9 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.5 \cdot M_{ox} = 0.5 \cdot 1077.2 = 538.6 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.3 \cdot M_{ox} = 0.3 \cdot 1077.2 = 323.16 \text{ kn.m}$$

a. Sens y

$$b = 50\text{cm} \quad h = 100\text{cm} \quad d = 95\text{cm}$$

* SOUS : 1.35G+1.5Q

$$q_u = 183.44 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = 134.10 \text{ kn/m}^2$$

$$q_n = 183.44 \cdot 2.7 = 495.28 \text{ kn/m}$$

* SOUS : G+Q

$$q_n = 134.10 \cdot 2.7 = 362.07 \text{ kn/m}$$

a. Sens longitudinal (y)

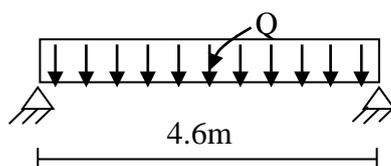


Figure VIII.8..Schéma statique de nervure

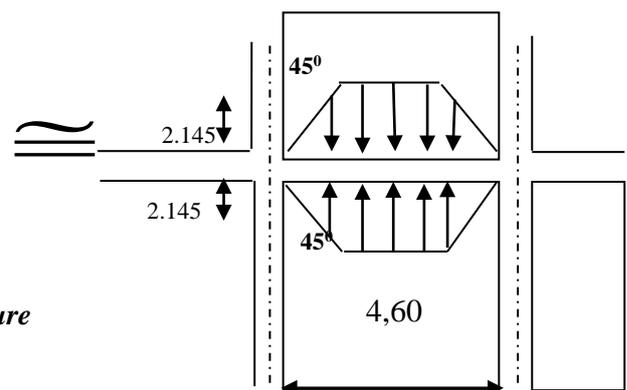


Figure VIII.9. Répartition des charges sur les nervures

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{495.28 \times 4.6^2}{8} = 1310.01 \text{ kn.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{362.07 \times 4.6^2}{8} = 957.67 \text{ kn.m}$$

* SOUS : 1.35G+1.5Q

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{oy} = 0.75 \cdot 1310.01 = 982.50 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.5 \cdot M_{oy} = 0.5 \cdot 1310.01 = 655.005 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.3 \cdot M_{oy} = 0.3 \cdot 1310.01 = 393.003 \text{ kn.m}$$

SOUS : G+Q

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{ox} = 0.75 \cdot 957.67 = 718.25 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.5 \cdot M_{ox} = 0.5 \cdot 957.67 = 478.83 \text{ kn.m}$$

$$M_{ao} = 0.3 \cdot M_{ox} = 0.3 \cdot 957.67 = 287.30 \text{ kn.m}$$

Tableau VIII.4 : Calcul de ferrailage de nervure Sens x

	M(kn.m)	u	α	Z(cm)	As(cm ²)		Espacement (cm)
					As(cal)	As (chois)	
Travée	1105.05	0.172	0.237	86	36.92	5T25+4T20=37.10	12
Appui	736.7	0.114	0.151	89.26	23.71	4T20+4T20CH=25.12	
inter	442.02	0.068	0.088	91.65	13.85	4T20=12.56	

Sens :y

Tableau VIII.5 . Calcul de ferrailage de nervure Sens y

	M(kn.m)	u	α	Z(cm)	As(cm ²)		Espacement (cm)
					As(cal)	As (chois)	
Travée	982.50	0.153	0.209	87.05	32.42	5T25+4T16=32.58	12
Appui	655.005	0.102	0.134	89.9	20.93	4T20+4T16CH=20.1	
inter	393.003	0.061	0.079	92	12.27	4T20=12.56	

VIII .3. Étude du Voile Périphérique:

VIII .3.1. : Dimensionnement:

D'après **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

Épaisseurs ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est **de 0,10%** dans les deux sens.

Un recouvrement de **40 ϕ** pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur **e = 20 cm**.

La hauteur de voile périphérique **h = 1.5 m**

La longueur du panneau max **L= 3,25 m**.

VIII .3.2.Détermination des Sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté. Au comme (**un mur de soutènement**)

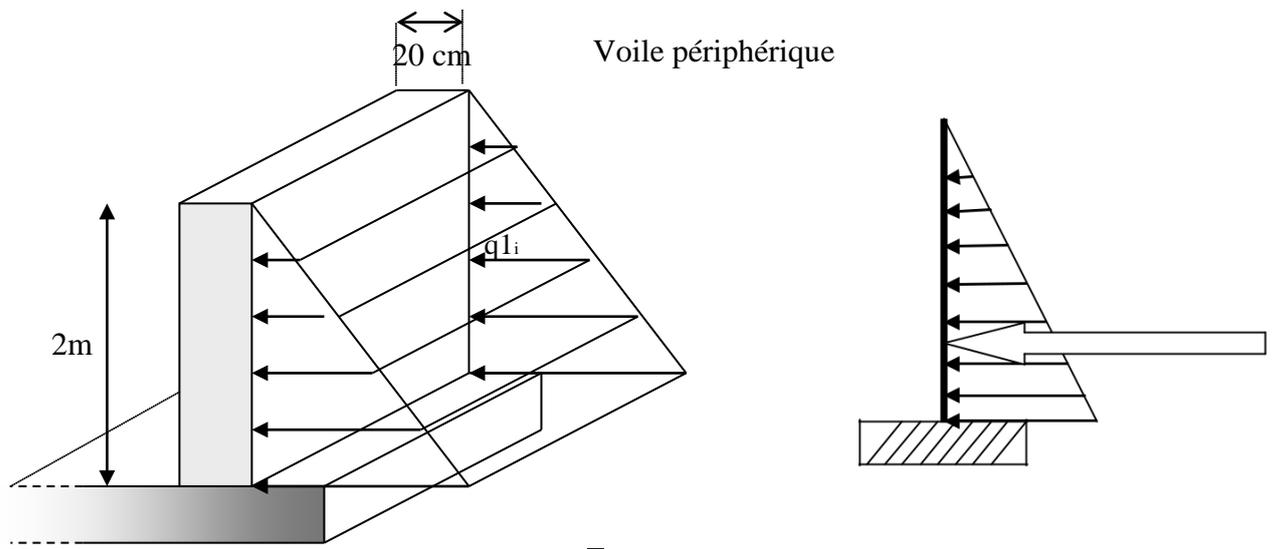


Figure VIII.10. Schéma statique du voile périphérique

a- Calcul de la force de poussée :

D'après la théorie de *RANKINE* , On a :

$$q_1 = k_0 \times \gamma \times h$$

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(45 - 15) = 0,333$$

q_1 : la composante horizontale de la poussée de terre

G : La poussée des terres provenant à leur poids propre.

Q : La poussée des terres provenant aux charges d'exploitation

φ : L'angle de frottement interne..... ($\varphi=30^\circ$).

γ_r : poids volumique du remblai..... (18KN/m³).

b- poids propre:

$$G = \gamma_b \cdot 0,2 \cdot 1 = 0,2 \cdot 25 \cdot 1 = 5 \text{ kn/ml}$$

c-force de poussé:

$$Q = \gamma_h \cdot h \cdot k_0$$

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(45 - 15) = 0,333$$

$$Q = 18 \cdot 2 \cdot 0,333 = 11,98 \text{ kn/ml}$$

ELU:

$$1,35G + 1,5Q = 24,72 \text{ knLml}$$

ELS:

$$G + Q = 16,98 \text{ knLml}$$

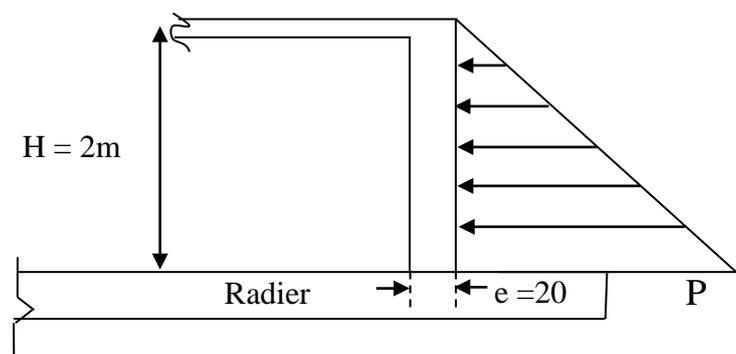
VIII .3.3 Calcul des Moments et des efforts tranchants :

Figure VIII.11 Calcul des moments

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{3.25} = 0.61$$

(Tableau de BARESSE)

ELU

$$\mu_x = 0.053 \quad , \quad \mu_y = 0.071$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.053 \cdot 24.72 \cdot 2^2 = 5.24 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.071 \cdot 24.72 \cdot 3.25^2 = 18.53 \text{ kn.m}$$

Moment sur appui:

$$\mu_x = 0.129 \quad , \quad \mu_y = 0.084$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.129 \cdot 24.72 \cdot 2^2 = 12.75 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.084 \cdot 24.72 \cdot 3.25^2 = 21.93 \text{ kn.m}$$

EFFORT TRANCHANTS:

$$u = 0.1755$$

$$T_{max} = u \cdot q_u \cdot l_x \cdot l_y = 0.1755 \cdot 24.72 \cdot 2 \cdot 3.25 = 28.11 \text{ kn}$$

ELS

$$\mu_x = 0.062 \quad , \quad \mu_y = 0.078$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.062 \cdot 16.98 \cdot 2^2 = 4.21 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.078 \cdot 16.98 \cdot 3.25^2 = 13.98 \text{ kn.m}$$

Moment sur appui:

$$\mu_x = 0.129 \quad , \quad \mu_y = 0.084$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.129 \cdot 16.98 \cdot 2^2 = 8.76 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.084 \cdot 16.98 \cdot 3.25^2 = 15.05 \text{ kn.m}$$

VIII .1.2.3: Ferrailage:

A ELU:

Le calcul se fait à la flexion simple avec: $b=100$
 $h=20\text{cm}$ et $d=18\text{cm}$

sur travée

Ax

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5.24 \cdot 10^3}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0.011 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' existe. pas.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.014$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 17.9 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5.24 \cdot 10^3}{17.9 \cdot 348} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Ay

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18.53 \cdot 10^3}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0.040 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' existe. pas.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.051$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 17.63 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{18.53 \cdot 10^3}{17.63 \cdot 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

sur appui :

Ax:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.75 \cdot 10^3}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0.027 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' existe. pas.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.034$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 18 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{12.75 \cdot 10^3}{18 \cdot 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Ay:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21.93 \cdot 10^3}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0.047 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' existe. pas.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.060$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 17.9 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{21.93 \cdot 10^3}{17.9 \cdot 348} = 3.58 \text{ cm}^2$$

VIII .3.3 . Vérification Condition de non fragilité:

On a : $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d (f_{t28}/f_e)$

$$A_{\min} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$

On adopte : (6T12) $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$.

Tableau V III.7. Ferrailage voile périphérique

ELU					
Moment (kn.m)	A_s (cm ²)	Condition de non fragilité	choix	Section adopter (cm ²)	Espacement (cm)
Mtx = 5.24	0.84	2.58	6T12-ml	6.78	20
Mty = 18.53	3.01	2.58	6T12-ml	6.78	20
Max = -12.75	2.02	2.58	6T12-ml	6.78	20
May = -21.93	3.58	2.58	6T12-ml	6.78	20

VIII .3.4. Vérification de la section d' acier A: ELS:

Le calcul se fait selon la règle de B.A.E.L 91, La fissuration et considérée comme préjudiciable :

$$M_s = 15.05 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

a-La position de L'axe neutre(v):

$$\frac{bx^2}{2} - 15A_s(d-x) = 0$$

$$10x^2 + 98.7x - 1776.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c$$

$$\sqrt{\Delta} = 284.26$$

$$x = 9.27 \text{ cm}$$

b- Moment d'inertie(I) :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15As(d-x)^2 = 16674.26 \text{ cm}^4$$

$$I = 16674.26 \text{ cm}^4$$

c- Vérification des contraintes:

Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{15.05 \times 9.7 \times 10^{-2}}{16674.26 \times 10^{-8}} = 9124.06 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6f_{cj} = 15 \text{ MPA} = 15000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15Ms(d-x)}{I} = \frac{15.05 \times 15(18-9.7)}{16674.26} = 0.11 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_s = 11 \text{ MPA} < \sigma_{st} = 200 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VIII .3.5.Vérification de L'efforts tranchants :

$$T = V_u = 28.11 \text{ kn}$$

$$\tau_u < \tau_{ulim} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{28.11}{100 \times 18 \times 10^{-2}} = 1.56 \text{ kn/cm}^2$$

$$\tau_u' = \min(3.33 \text{ MPA}, 5) = (3330, 5000) \text{ kn/m}^2$$

$$\tau_u' = 3330 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{Alors } \tau_u < \tau_{ulim} \quad 1560 < 3330 \dots\dots\dots \text{CV}$$

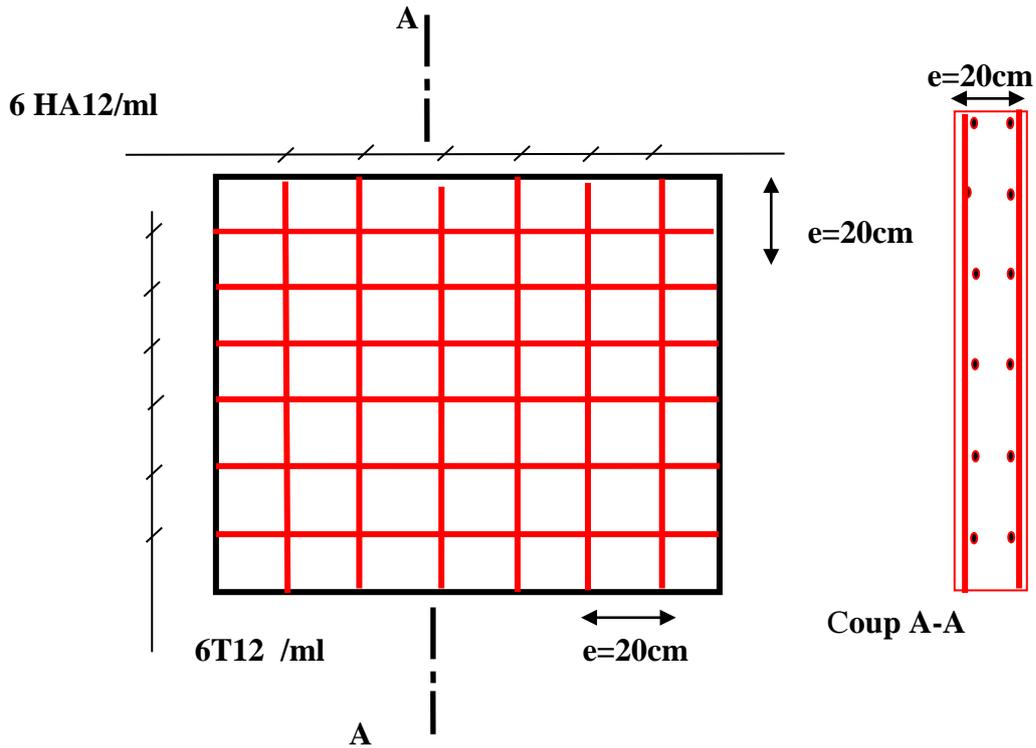
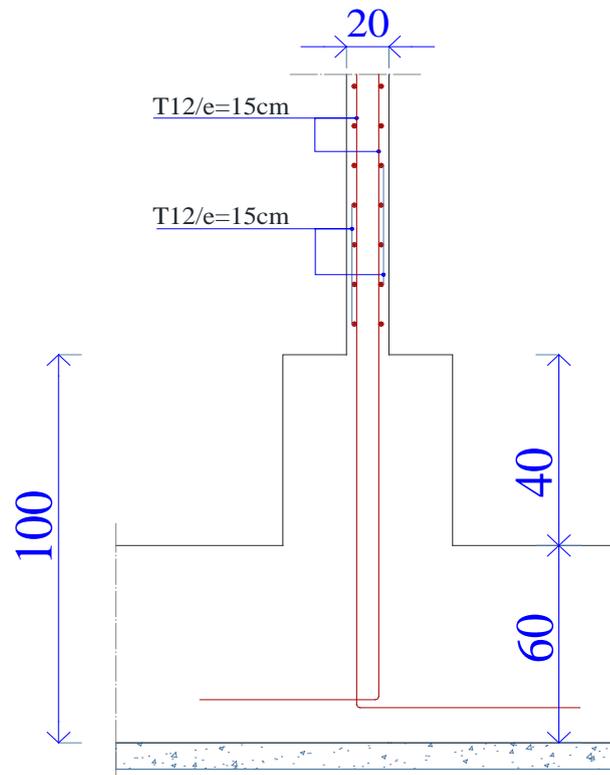
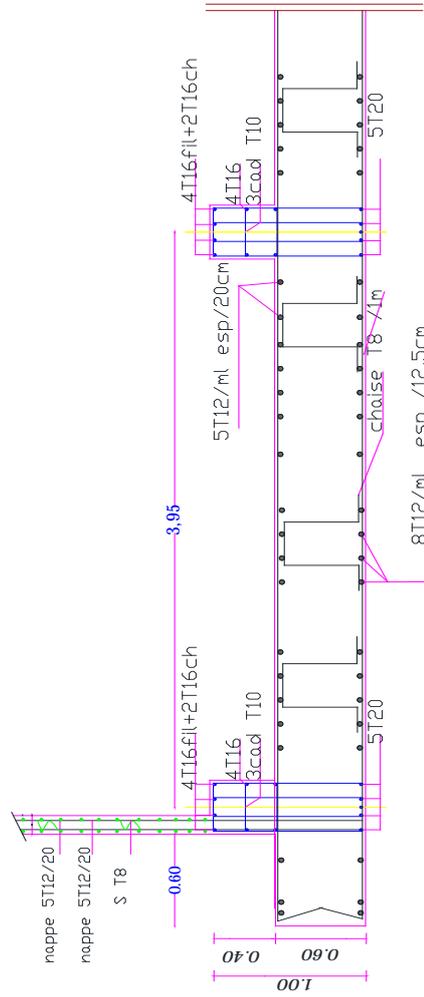


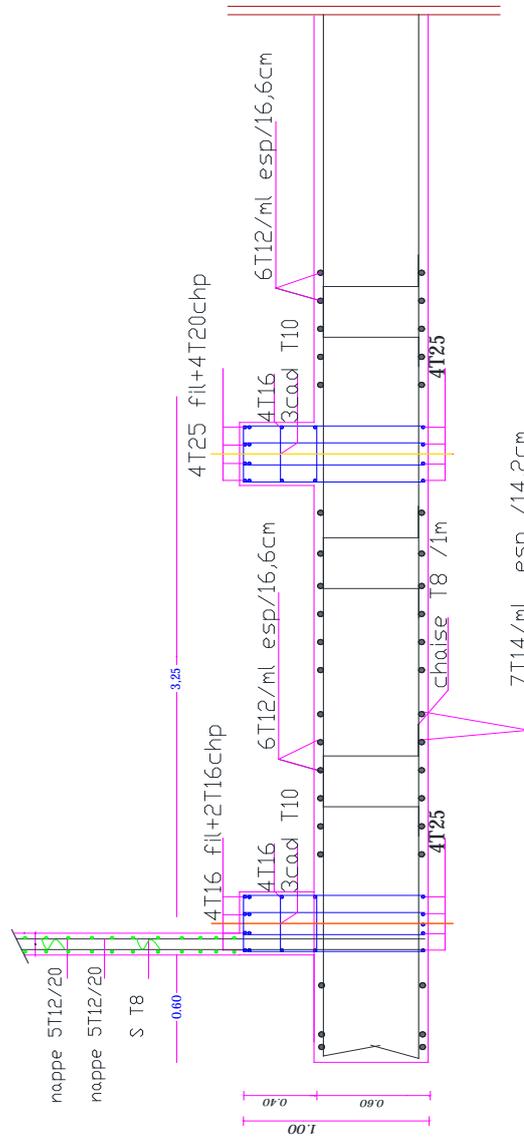
Figure VIII.12. ferrailage du voile périphérique dans les deux sens pour $1m^2$.

Détail Ferrailage du voile
de Contreventement





**FERRAILLAGE RADIER
SENS TRANSVERSALE**



**FERRAILLAGE RADIER
 SENS TRANSVERSALE**

Conclusion générale

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

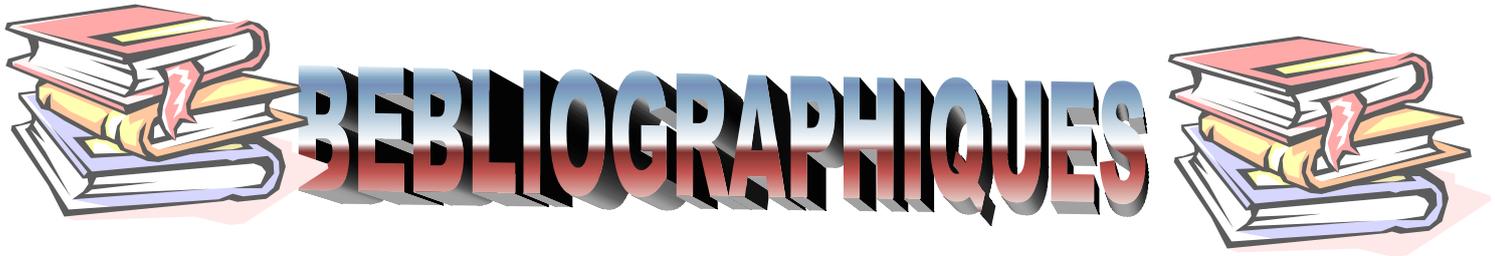
De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ROBOT, AUTOCAD, EXPERT ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

Le spécialiste en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin , Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



BIBLIOGRAPHIQUES

Les livres:

- 📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-
office des publications universitaires 1991;
- 📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-
EYROLLES 1992;*
- 📖 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-
3^{eme} édition 99;*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99**
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***
- 📖 *Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;
A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER*

Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 *Etude d'une tour (R+12) en béton armé a usage d'habitation Annaba 2018.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Annaba 2017.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton à usage d'habitation, ORAN 2010.*
- 📖 *Etude d'un Bâtiment (R+5) en béton à usage d'habitation, Annaba 2018.*

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD 2016
- Logiciel ROBOT 2018
- Logiciel EXPERT 2010
- Logiciel EXCEL
- Logiciel WORD