

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider-Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : de Génie civil et
Hydraulique

Réf :/2018



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع: 2018

Mémoire de Master
2^{ème} année

Option : structure

ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+7) À USAGE
MULTIPLE CONTREVENTE PAR DES VOILES

Etudiante : Encadreur :

Abderrezagui Khadija M. Gadri Karima

PROMOTION JUIN 2018

DEDICACE

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL A
CEUX QUI EVITENT LES DOMAINES
QU'ILS IGNORENT.

REMERCIEMENT

J'aimeraibien remercier ceux qui m'ont :

Aidé,

Soutenu,

Encouragé,

Fait des douâas,

Et tous ceux qui m'ont poussé à travailler.

Je leurs suis reconnaissantes parce que c'est à cause d'eux j'ai pu réaliser ce modeste travail.

Liste des figures :

Fig.II.1 : Coffrage des poteaux	15
Fig.II.2 : la section du poteau adoptée.....	16
Fig.II.3 : Plancher a corps creux.....	17
Fig.II.4: Schéma des poutrelles.....	18
Fig.II.5 : la section de la poutre principale adoptée.....	19
Fig.II.6 : la section de la poutre secondaire adoptée.....	19
Fig.II.6 : coupe en élévation du voile.....	20
Fig.II.7 : dimensions de l'acrotère.....	21
Fig.II.8 : escalier a deux volées.....	22
Fig.II.9 dimensions de l'escalier.....	23
Fig.II.10 Schéma statique de l'acrotère.....	25
Figure II.9: Charge permanente de la paillese.....	26
Figure II.10: Charge permanente du palier de repos.....	26
Fig.II.11 : les charges de terrasse accessible.....	27
Fig.II.12 : les charges d'étage courant.....	28
Fig.II.13 : dimensions du mur extérieur (doubles parois en briques creuses).....	29
Fig.II.14 : Dimensions du poteau intermédiaire.....	32
Fig.II.15: Descente des charges sur les étages.....	33
Fig.II.14 : Dimensions du poteau de rive.....	37
Fig.III.1 : Types des poutrelles.....	48
Fig III.2 : Ferrailage du plancher à usage de bureaux.....	70
Fig III.3 : Ferrailage du plancher terrasse et plancher a usage d'habitation.....	70

Liste des figures

FigIII.4 : diagramme des forces internes sur l'acrotère	71
FigIII.5 : coupe transversale sur 1mètre d'acrotère.....	74
FigIII.6 : Ferrailage d'acrotère.....	77
FigIII.7 Schéma statique d'escalier.....	78
FigIII.8 : diagrammes de M et T sous l'effet de g.....	82
FigIII.9 : Diagrammes de M et T sous l'effet de q.....	84
Fig III.10 : Ferrailage de l'escalier.....	93
Fig III.11 : Ferrailage de la poutre palière en travée.....	98
Fig IV.1 : Actions du vent.....	101
Fig IV.2 : Répartition de la pression dynamique.....	103
Fig IV.3 : Vue en plan et en élévation cas où $d < e$	106
Fig IV.4 : Distribution de la pression extérieure.....	107
Fig V.5 : Vue en plan et en élévation cas ou $e < d$.....	108
Fig IV.6 : Distribution de la pression extérieure.....	109
Fig IV.1 : vue en plan de la structure initiale (sans voiles).....	129
Fig IV.2 : Périodes et facteurs de participation modaux.....	130
Fig IV.3 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 1.01sec).....	131
Fig IV.3 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.91sec).....	131
Fig IV.3 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.89sec).....	132
Fig IV.4 : Vue en plan et en élévation de la 1^{ère} proposition.....	133
Fig IV.5 : Périodes et coefficients de participation modaux :.....	133
Fig IV.6 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.57sec).....	134
Fig IV.7 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.42sec).....	134

Liste des figures

Fig IV.8 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.20sec).....	135
Fig IV.9 : Vue en plan et en élévation de la 1^{ème} proposition.....	136
Fig IV.10 : Périodes et coefficients de participation modaux :.....	136
Fig IV.11 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.58sec).....	137
Fig IV.12 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.49sec).....	137
Fig IV.13 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.37sec).....	138
Fig. V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	164
Fig V.2 : Ferrailage des poutres principales.....	175
Fig V.3 : Ferrailage des poutres secondaires.....	175
Fig V.4 : Ferrailage des voiles	186
Fig VI.1 Effort normal du poteau plus sollicité.....	190
Figure VI.2: schéma de la semelle isolée.....	190
Figure VI.3 : schéma d'une semelle filante.....	191
Fig VI.4: Ferrailage de la semelle filante sous poteaux avec libage.....	198
Fig VI.5 : Ferrailage de la semelle filante sous voile.....	200
Fig VI.6 : Ferrailage de longrine.....	202

Liste des tableaux :

Tableau I.1	Caractéristiques géométriques de la structure.....	4
Tableau.II.1	: charge permanente de la paillasse.....	26
Tableau.II.2	: charge permanente du palier.....	27
Tableau.II.3	: charge permanente de la terrasse accessible.....	28
Tableau.II.4	: charge permanente d'étage courant.....	29
Tableau.II.5	: surcharge de RDC et étage courant.....	29
Tableau.II.6	: charge permanente du mur.....	30
Tableau.II.7	: charges permanentes et surcharges.....	31
Tableau III.1	: les charges des planchers aux états limites.....	47
Tableau III.2	: Combinaisons de calcul (travées chargées et déchargées).....	48
Tableau III.3	: Résultats finals des armatures.....	69
Tableau III.4	: les résultats finals des moments.....	86
Tableau III.5	: Résultats du ferrailage.....	88
Tableau III.6	: Le ferrailage final.....	88
Tableau III.7	: Résumé des résultats	89
Tableau III.8	: Le ferrailage final.....	90
Tableau III.9	: Résumé des résultats obtenus à l'ELU	96
Tableau III.10	: le ferrailage final	97
Tableau IV.1	: Pression dynamique de vent q_{dyn}.....	105
Tableau IV.2	: Valeurs du Coefficient de la pression extérieure (sens-X).....	106

Liste des tableaux

Tableau V.3: Valeurs du Coefficient de la pression extérieure (sens-Y).....	108
Tableau IV.4:coefficients de pression extérieure des toitures plates.....	109
Tableau IV.5: Coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=0.8$.....	110
Tableau IV.6 : coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=-0.5$.....	111
Tableau IV.7 : Résultatsdela pression due au vent.	112
Tableau IV.8 : Résultatsdela pression due au vent	113
Tableau IV.9: Résultatsdela pression due au vent	114
Tableau IV.10: Résultatsdela pression due au vent.....	115
Tableau IV.11: Résultatsdela pression due au vent.....	116
Tableau IV.12: Résultatsdela pression due au vent.....	117
Tableau IV.13: Résultatsdela pression due au vent.....	119
Tableau IV.14: Résultatsdela pression due au vent.....	120
Tableau IV.15: Résultatsdela force résultante.....	124
Tableau IV.16: Résultatsdela force résultante.....	125
Tableau IV.17 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	143
TableauIV.18 : Déplacements absolus pour sens longitudinal.....	144
Tableau IV.19 : Déplacements absolus pour sens transversal.....	145.
Tableau IV.20 : Vérification de l'effect P-Δ sens longitudinal.....	146
Tableau IV.21 : Vérification de l'effect P-Δ sens transversal.....	146
Tableau IV.22 Résultats du moment de renversement (sens-X).....	147

Liste des tableaux

Tableau IV.23 : Résultats du moment de renversement (sens-Y).....	148
Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	151
Tableau V.2 : Résultats recommandés par le RPA.....	153
Tableau V.3 : Les efforts internes des poteaux.....	153
Tableau V.4 : Résultats de l'excentricité cas ELU.....	154
Tableau V.5 : Résultats des calculs a ELU.....	155
Tableau V.6 : Résultats du ferrailage a ELU.....	156
Tableau V.7 : Résultats de l'excentricité cas G+Q+E.....	157
Tableau V.8 : Résultats des calculs cas G+Q+E.....	157
Tableau V.9 : Résultats du ferrailage cas G+Q+E.....	158
Tableau V.10 : Résultats de l'excentricité cas 0.8G+E.....	158
Tableau V.11 : Résultats des calculs cas 0.8G+E.....	158
Tableau V.12 : Résultats du ferrailage 0.8G+E.....	159
Tableau V.13: Résumé des efforts tranchants.....	162
V.14 : Résumé des résultats d'espacement.....	163
Tableau V.15 : Résumé des résultats finals.....	164
Tableau V.16: Résumé des résultats d'armatures.....	166
Tableau V.17 : Résumé des calculs.....	167
Tableau V.18 : Résumé du ferrailage en travée.....	167
Tableau V.19 : Résumé des résultats.....	168
Tableau V.20: Résumé des résultats de l'effort tranchant.....	169
Tableau V.21: Résumé des résultats.....	170

Liste des tableaux

Tableau V.22: Résumé des résultats des armatures.....	171
Tableau V.23: Résumé des résultats.....	171
Tableau V.24: Résumé des résultats.....	171
Tableau V.25: Résumé des résultats du ferrailage.....	172
Tableau V.26: Résumé des résultats.....	173
Tableau V.27: Résumé des résultats de l'effort tranchant.....	174
Tableau V.28: Résumé des résultats.....	178
Tableau V.29: Les efforts internes sur le voile.....	178
Tableau V.30: résumé de l'excentricité cas 0.8G -EX.....	179
Tableau V.31 : Résumé des calculs cas 0.8G-EX.....	179
Tableau V.32 : Résumé des calculs cas 0.8G-EX.....	180
Tableau V.33 : Résumé de l'excentricité cas G+Q+E.....	180
Tableau V.34 : Résumé des calculs cas G+Q+E.....	181
Tableau V.35 : Résumé du ferrailage cas G+Q+E.....	181
Tableau V.36 : Résumé de l'excentricité cas 0.8G+E.....	182
Tableau V.37 : Résumé des calculs cas 0.8G+E.....	182
Tableau V.38 : Résumé du ferrailage cas 0.8G+E.....	183
Tableau V.39 : Résumé des calculs.....	183
Tableau V.40 : Résumé des résultats.....	184
Tableau VI.1: Tableau récapitulatifdes résultats.....	19

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
I. Présentation du projet.....	3
1- Description de l'ouvrage.....	3
2- Caractéristiques géométrique du bâtiment.....	4
3- Caractéristiques géotechniques du sol	4
4- Caractéristiques des matériaux.....	4
II. Pré dimensionnement.....	15
1- Pré dimensionnement des éléments.....	15
Les poteaux.....	15
Les planchers.....	16
Les poutres principales.....	18
Les poutres secondaires.....	19
Les voiles.....	20
L'acrotère.....	20
L'escalier.....	21
La poutre palière.....	24
2- Charges permanentes et surcharges.....	25
3- La descente des charges.....	31
III. Etude des éléments secondaires	47
1- Plancher.....	47
2- Acrotère.....	71
3- Escaliers.....	78
4- Ascenseur.....	99
IV. Etude dynamique.....	101
1- Etude au vent.....	101
2- Etude sismique.....	126

V.	Etude des éléments structuraux.....	151
	1- Poteaux.....	151
	2- Poutres.....	165
	3- Voiles.....	176
VI.	Etude de l'infrastructure.....	188
	1- Les semelles.....	188
	2- Longrine.....	201
	3- Dalle flottante.....	202

Conclusion générale.

Bibliographie.

INTRODUCTION GENERALE

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il à été constaté que de nombreux bâtiment en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage multiple R+7 contreventée par des voiles.

Nous avons structuré notre travaille en six chapitres :

- le premier concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés)
- Le second concerne le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième sera consacré au calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième traite l'étude dynamique de la structure.
- Le cinquième est consacré à l'étude des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre traite la partie infrastructure.

En fin on termine par une conclusion générale sur l'ensemble de l'étude mené au cours de cette modeste étude.

I- Description de l'ouvrage

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études.

Nous avons choisis d'étudier un bâtiment (R+7) composé de :

- Rez-de-chaussée de locaux commerciaux.
- 1^{er} étage à usage de bureaux.
- 06 niveaux à usage d'habitation.
- Une terrasse accessible.
- Deux logements par niveau.
- La circulation verticale est assurée par des escaliers et un ascenseur.
- **Ossature et système constructif adopté** : C'est un **Systeme de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé**. Selon le RPA99/version 2003 Page 21.
- **Planchers** :

Les planchers sont réalisés en **corps creux** et une dalle de compression type (16+4) cm.

- **Maçonnerie** :
 - ✓ Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm et 10cm) séparées par un vide de 5 cm.
 - ✓ Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.
- **Revêtement** :
 - ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
 - ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
 - ✓ Revêtement en carrelage pour les planchers, les escaliers et la terrasse.
- **Isolation** :
 - ✓ L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
 - ✓ L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

II- Caractéristiques géométrique du bâtiment

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques de la structure.

Dimensions	(m)
Largeur en plan (entre axe)	13.80 m
La longueur en plan (entre axe)	29.10 m
Hauteur totale du bâtiment	26.49 m
Hauteur de RDC	3.57 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère	24.99 m

III- Caractéristiques géotechniques du sol

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ($H_t < 48m$).
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- La contrainte admissible du sol est 2.5 bars.

IV- Caractéristiques des matériaux

A-Béton :

➤ **Compositions du béton**, pour 1 m³ de béton on utilise :

- Ciment Portland : 350 kg

-On choisit un ciment type CPJ 42,5

- Sable : 400 litre/m³ (dimension : $\Phi \leq 5$ mm).

-Poids : $G_s = \gamma_s \cdot V_s = 1,6 * 400 = 640$ kg /m³

γ_s : La masse volumique de sable.

- Gravier : 800 litre/ m³(dimension : $\Phi \leq 25$ mm).

-poids : $G_G = \gamma_G \cdot V_G = 1,5 * 800 = 1200$ Kg/ m³

γ_G : la masse volumique de gravier

- Eau : 175 litre /m³
 - **Le dosage en ciment** est de 350Kg/m³.
 - Le béton obtenu aura **une masse volumique** qui varie entre 2400 Kg/m³.et 2500 Kg/m³.
 - **La résistance du béton à la compression** est pour un dosage de 350Kg/m³, f_{c28} est prise égal 25Mpa.
 - **La résistance du béton à la traction** est f_{t28} =2.1 Mpa
 - **Le module de la déformation longitudinale du béton :**
 - ✓ Instantané : E_{ij} =11000³√f_{c28} (f_{c28} = 25 MPa) d'où: E_{ij} = 32164,19 MPa
 - ✓ Différé : E_{vj} = 3700³√f_{c28} (f_{c28} = 25 MPa) d'où: E_{vj} = 10818,86 MPa
 - **Coefficient de dilatation thermique :** α = 10⁻⁵.1/i (béton armé).
 - **Contraintes limites:**selon le B.A.E.L on distingue deux états limites :
 - Etat limite ultime E.L.U
 - Etat limite de service E.L.S

a. États limites ultimes E.L.U

La contrainte de béton à l'état limite ultime est : $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$

Avec: $\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$

0.85 = coefficient réducteur

Donc: $f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentales} \end{array} \right\}$

b. Etat limite de service E.L.S :

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \text{ pour } f_{c28}=25\text{MPa} \quad \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

B- L'acier:

- Les aciers choisis pour le béton armé est ceux de :

Acier de haute adhérence HA:

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE400 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 400MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 480MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: $10^0/_{00}$

Treillis soudés : on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75,100,125,150,200,250,300 (mm).

- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

V- Actions et sollicitations

A/ Les Actions :

Selon BAEL91 (art.A3.1) page 14 :

Les actions sont les forces dues aux charges appliquées à la structure (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

- Les actions **permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable
Clans le tems .au varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite
- Les actions **variables**, notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- Les actions **accidentelles**, notées **F A**, provenant de phénomène rares, tels que séisme ou chocs.

B/ Les sollicitations :

Selon BAEL91 page 19 :

Les sollicitations sont les moments de **flexion**, les moments de **torsion**, **efforts normaux** et **efforts tranchants** résultat des actions.

Dans ce qui suit, on désigne par :

- G_{max} l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q₁ une action variable dite de base.
- Q_i les autres actions variables dites d'accompagnement :

Ψ_0, Ψ_1 et Ψ_2 sont des coefficients définis en art A.3.1,31.

- Ψ_0 : Intervient dans les combinaisons fondamentales (état limite ultime) et dans les combinaisons rares (état limite de service).
- Ψ_1 : Intervient dans les combinaisons.
- Ψ_2 : Intervient dans les combinaisons et pour la vérification de la stabilité de forme.

1- Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance

- **Combinaison fondamentale** : lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \alpha Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$\alpha_{Q_i} = 1,5$ dans le cas général.

$\alpha_{Q_i} = 1,35$ dans les cas particuliers (température, les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier et les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).

- **Combinaisons accidentelles** :

Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + \alpha F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

- F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{11} \cdot Q_1$ valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} \cdot Q_i$ valeur quasi permanente d'une autre action variable.

2- Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + \alpha Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

3- Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables

ELS : $G+Q$

}

Situations accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

I- Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour objet, "le calcul préliminaire" des sections des différents éléments résistants dans le plan d'architecture les sections prédéfinies peuvent être modifiées en cas de non vérification des conditions préconisées par les règlements en vigueur (RPA 99, 2003), (BAEL 91 et 83) et (CBA 93).

1- LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales est de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettent aux fondations.

Ils sont en général de forme carrée ou de forme rectangulaire.

D'après le RPA99/version 2003, Art.7.4.1, page 43 les dimensions des sections transversales des poteaux doivent respecter les dimensions suivantes :

Pour la zone sismique IIa :

1. $\text{Min}(b,h) \geq 25$
2. $\text{Min}(b,h) \geq H_e/20$
3. $\frac{1}{4} < b/h < 4$

Avec : H_e = Hauteur d'étage.

On propose $(40 \times 45) \text{cm}^2$

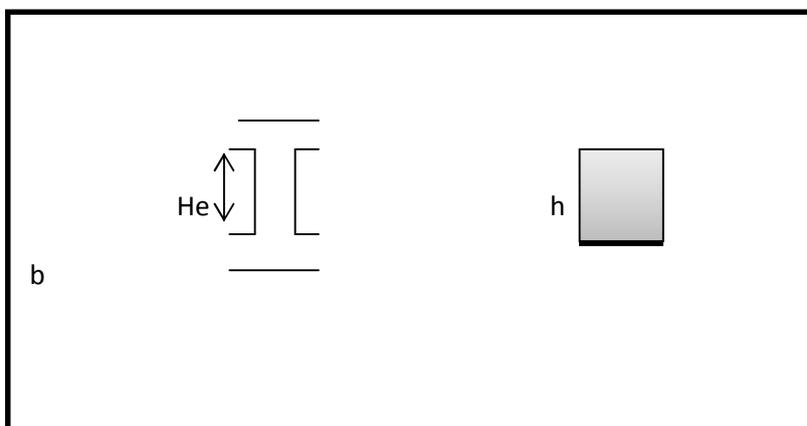


Fig.II.1 : Coffrage des poteaux**❖ Lavérification:**

$$\text{Min}(40,45) = 40 \geq 25 \text{ C.V}$$

$$\text{Min}(40,45) = 40 \geq 306 - 40/20 = 13.3 \text{ C.V}$$

$$\frac{1}{4} < 40/45 = 0.88 < 4 \text{ C.V}$$

Alors on adopte les dimensions $(40 \times 45) \text{cm}^2$ pour RDC et les 7 étages.

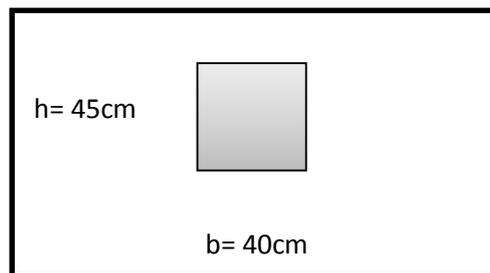


Fig.II.2 : la section du poteau adoptée.

2- LES PLANC HERS:

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction.

Ils s'appuient sur des éléments porteurs. Ils jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.
- D'élément de stabilité.

Dans notre projet on distingue un seul type de plancher.

- Plancher à corps creux.

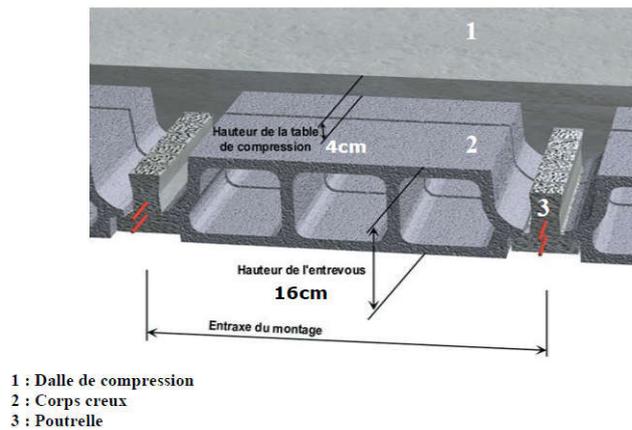


Fig.II.3 : Plancher a corps creux.

Condition de flèche : BAEL 91 (art B.6.8.424) P 191.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm, Soit : } e=20 \text{ cm}$$

$e = 04\text{cm}$ (hauteur de la dalle de compression) selon **BAEL (art B.6.8.423) P 190.**

2-1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

Soit $b_0 = 10\text{cm}$

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur 20cm et de longueur 55cm.

$$L_n = \frac{55}{2} = 27.5\text{cm}$$

$b_1 = \text{Max}$

$\rightarrow 27.5\text{cm.}$

$$\frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 4.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{cm.}$$

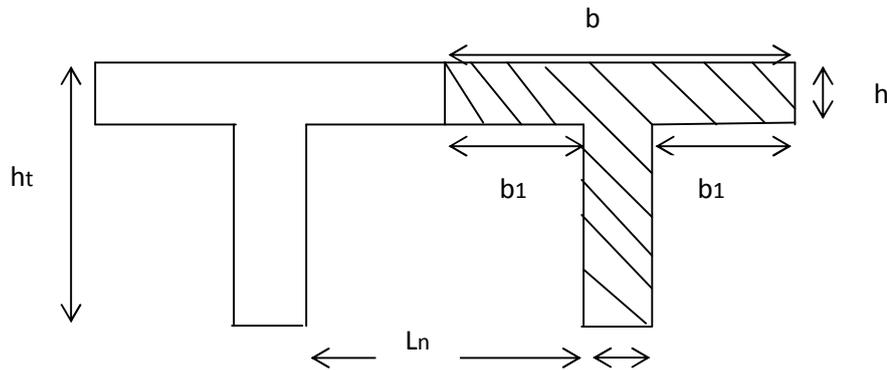


Fig.II.4: Schéma des poutrelles.

3- LES POUTRES PRINCIPALES : Selon BAEL 83 exercices, page 157 :

$$h = (L / 15 ; L / 10)$$

L : Plus grande portée dans le sens considéré.

$$h = (530 / 15 ; 530 / 10)$$

$h = 35.33 ; 50.3 \rightarrow$ On prend donc : **$h = 40 \text{ cm}$** .

$$b = (0.6 ; 0.3)h = (0.6 \times 40 ; 0.3 \times 40) = 24 ; 12 \rightarrow \text{on prend donc } \mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions

Suivantes :

1. $b \geq 20 \text{ cm}$ $35 \geq 20 \text{ cm}$ **C.V**
2. $h \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm}$ **C.V**
3. $h/b \leq 4$ $40/35 = 1.14 \leq 4$ **C.V**

Donc : les dimensions retenues pour les poutres sont : **$h = 40 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$** .

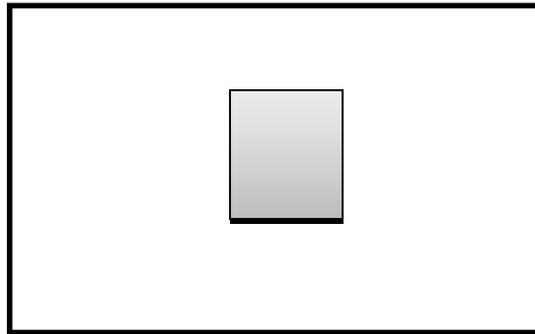


Fig.II.5 : la section de la poutre principale adoptée.

4- LES POUTRES SECONDAIRES : Selon BAEL 83 exercice, page 157 :

$$h = (L / 15 ; L/10)$$

L : Plus grande portée dans le sens considéré.

$$h = (420 / 15 ; 420/10) = (28 ; 42)$$

$$\rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0.6 ; 0.3)h = (0.6 \times 35) ; 0.3 \times 35 = 21 ; 10.5 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

1. $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ C.V
2. $h \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ C.V
3. $h/b \leq 4$ $35/30 = 1.16 \leq 4$ C.V

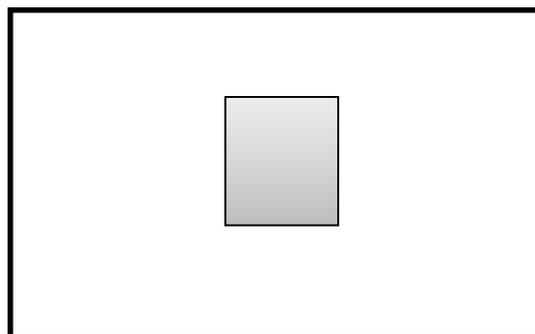


Fig.II.6 : la section de la poutre secondaire adoptée.

5- LES VOILES :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99/version2003, page 47.

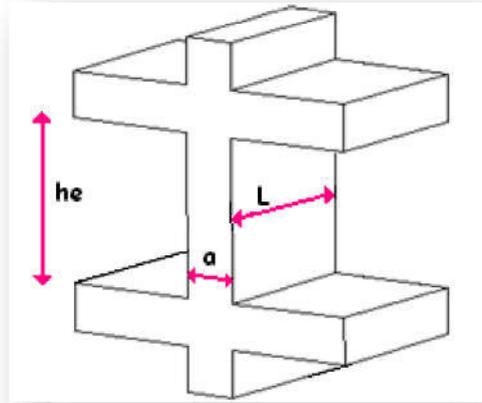


Fig.II.6 : coupe en élévation du voile.

Avec : a = l'épaisseur du voile.

H_e = hauteur d'étage.

L = Longueur du voile.

Ils sont considérés comme des éléments linéaires, leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$e \geq \{306-40/25 ; 306-40/22\} = e \geq 10.64 ; 12.09$$

Soit un voile de : **20cm** dans les deux sens.

6- L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve à la hauteur du bâtiment sous forme d'un mur périphérique réalisé en béton armé, il est assimilé en une console encastree dans le plancher par son poids et la charge due à la main courante.

6-1 Son rôle :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

On prend pour la terrasse accessible : $H = 150 \text{ cm}$

6-2 Sa surface :

$$S = 150 \cdot 10 + (10 \cdot 3 / 2) + 10 \cdot 7$$

$$S = 1585 \text{ cm}^2$$

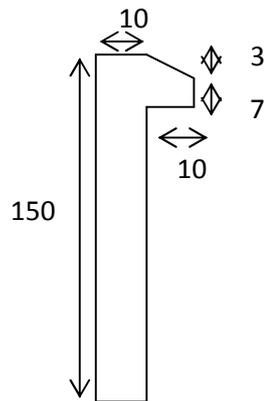


Fig.II.7 : dimensions de l'acrotère.

7- LES ESCALIERS :

7.1. Définition : L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

- ❖ **Type d'escalier :** C'est un escalier droit à deux volées au niveau de la cage d'ascenseur.

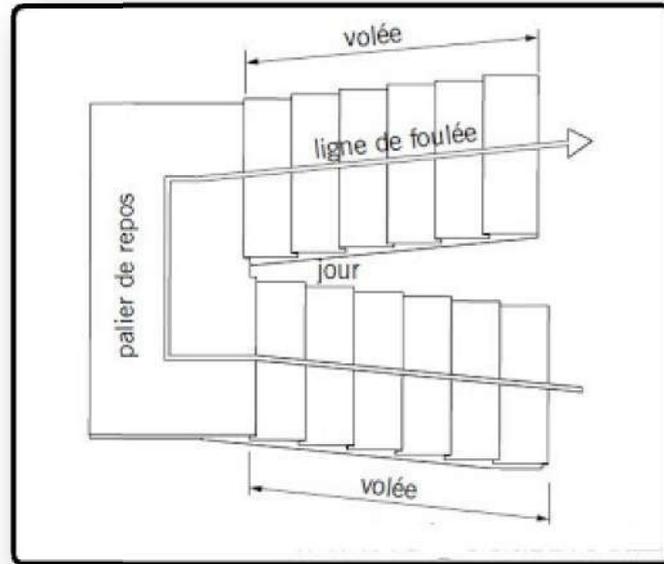


Fig.II.8 : escalier a deux volées.

7.2. Dimensionnement :BAEL83 page 379

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 24 et 32cm.
- La formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

7.2.1La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow h=17$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm} \rightarrow g=30$$

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de marche (giron).

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \quad \text{C.V}$$

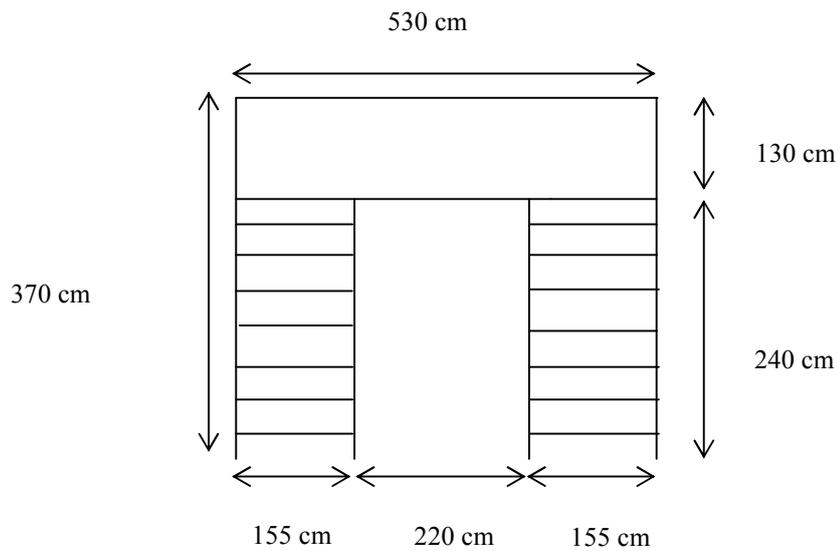


Fig.II.9 dimensions de l'escalier.

7-2-2 Nombre de contresmarches:

$$n = H/h$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = 3.06/0.17 = 18$$

Donc chaque volée contient 9 marches.

7-3 Longueur de la volée:

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

7-4 Inclinaison de la paillasse:

$$\tan \alpha = H/L = 153/240 = 0.64 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Avec: } H = 9 \times 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = L/l \rightarrow l = L/\cos \alpha = 2.4/\cos 32.52 = 2.85 \text{ m}$$

7-5 Épaisseur de la paillasse et du palier:

On a $L' = 2.85 + 1.2 = 4.05 \text{ m}$

$$L' / 30 \leq e \leq L' / 20$$

$$405 / 30 \leq e \leq 405 / 20$$

$$13.5 \leq e \leq 20.25 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

8- Poutre palière :

Selon BAEL 83 exercice page 157 :

La hauteur :

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

$$= (1/10 ; 1/15) 530$$

$$= (53 ; 35.33) \dots\dots 53 \leq h \leq 35.33$$

Selon RPA99 version 2003 page 49 zone IIa $h \geq 30 \rightarrow h = 40$

La largeur :

$$b = (0.3 ; 0.5)h$$

$$= (0.3 ; 0.5) 40$$

$$= (12 ; 20)$$

Selon RPA99(2003)

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

On prend $b = 30$

Vérification : selon RPA

$$h/b \leq 3 \rightarrow 40 / 30 = 1.33 < 3 \text{ C.V}$$

II- Charges permanentes et surcharges

1-ACROTÈRE:

1-1-Evaluation des charges

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

- **La surface de l'acrotère est :**

$$S = 1585 \text{ cm}^2$$

- **Le poids propre de l'acrotère est :**

$$G_1 = S \times \gamma \times 1 = 0.1585 \times 25 = 3.96 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = (1.5 + 0, 1 + 1.4 + 0, 07 + 0, 104) \times 0.02 \times 20 = 1.26 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 3.96 + 1.26 = 5.23 \text{ kN/ml}$$

1-2-Evaluation des surcharges:

D'après **D.T.R BC 2.2: page 20**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 Kn/ml

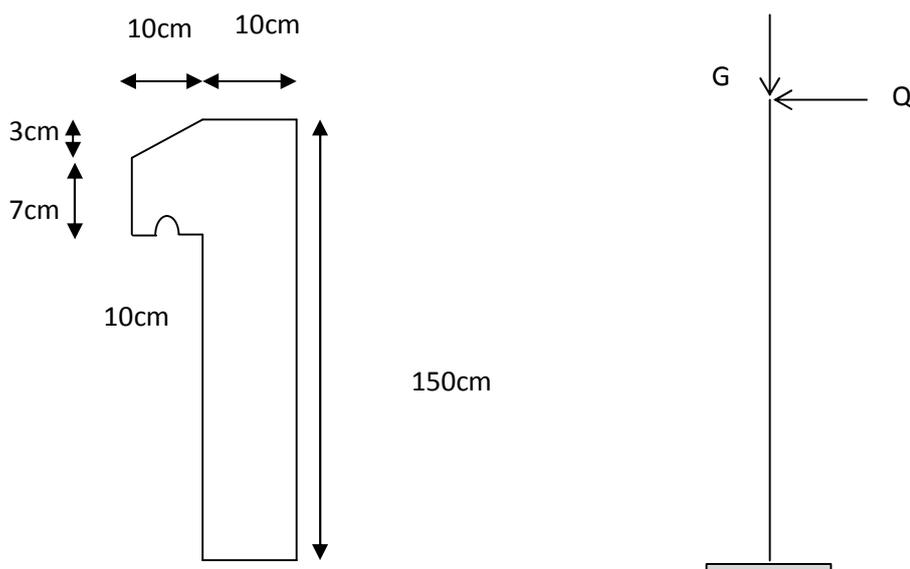


Fig.II.10 Schéma statique de l'acrotère.

2-ESCALIER :

2-1-Pour la paillasse :

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

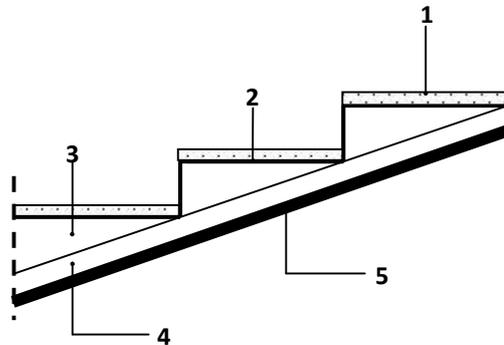


Figure II.9: Charge permanente de la paillasse

Tableau.II.1 : charge permanente de la paillasse.

Désignation	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids des marches	0.17/2	22	1.87
Poids de la paillasse	0.15/cos alfa	25	3.75
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Totale			6.52 = 7

-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2),page 20 : $Q= 2.5 \text{ Kn/m}^2$

2-2-Pour le palier de repos :

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

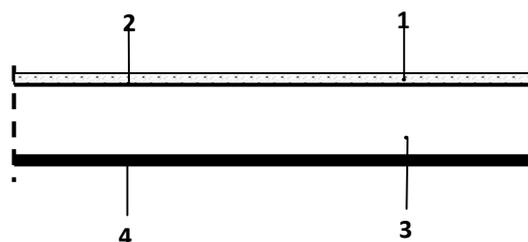


Figure II.10: Charge permanente du palier de repos

Tableau.II.2 : charge permanente du palier.

Désignation	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids du palier	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Totale			4.65 = 5

-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2) : $Q= 2.5 \text{ Kn/m}^2$

3-PLANCHERS :

3-1-Plancher terrasse accessible :

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

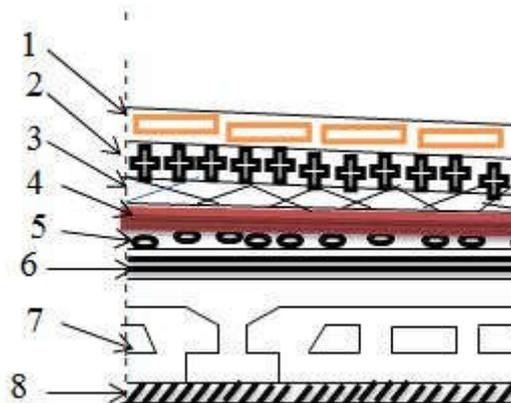


Fig.II.11 : les charges de terrasse accessible.

Tableau.II.3 : charge permanente de la terrasse accessible.

Désignations	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5-Isolation thermique	0.04	4	0.16
6-Forme de pente	0.01	22	0.22
7-Plancher	0.2	/	2.85
8-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale			4.71

-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2) : $Q= 1.5 \text{ Kn/m}^2$

3-1-Plancher étage courant:

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)

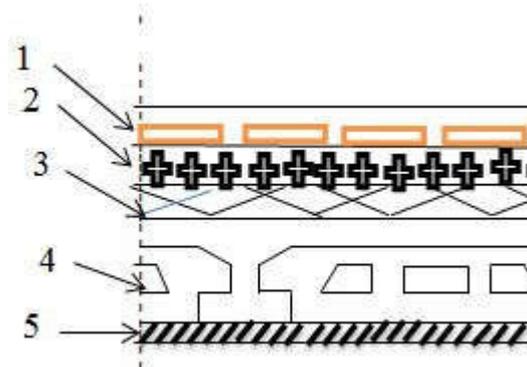


Fig.II.12 : les charges d'étage courant.

Tableau.II.4 : charge permanente d'étage courant.

Désignation	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Corps creux	0.2	/	2.85
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloisons	/	/	1
Totale			5.21

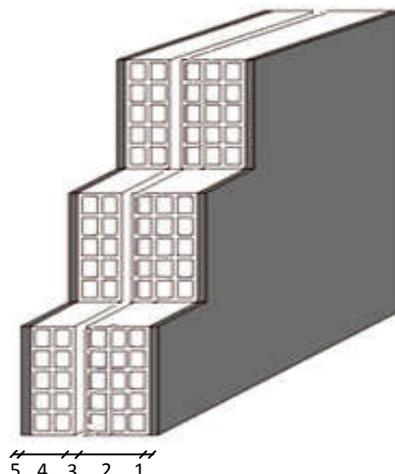
-Surcharge d'exploitation : (DTRB.C2.2) :

Tableau.II.5 : surcharge de RDC et étage courant.

Etages	Usage	Q (KN/m ²)
R.D.C	Commercial	5
1 ^{er}	Bureaux	2.5
2 ^{ème} – 7 ^{ème}	Habitation	1.5

4-MURS EXTERIEURS EN MACONNERIE :

-Charge permanente : (DTRB.C2.2)



FigII.13 :dimensions du mur extérieurs (doubles parois en briques creuses).

Tableau.II.6 : charge permanente du mur.

Matériaux	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	/	1.3
Ame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	/	0.9
Enduit en plâtre	0.01	12	0.18
Totale			2.78

III- La descente des charges :

1-Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

2-Rôle de descente de charge :

-Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

-Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

3-Charges et surcharges :

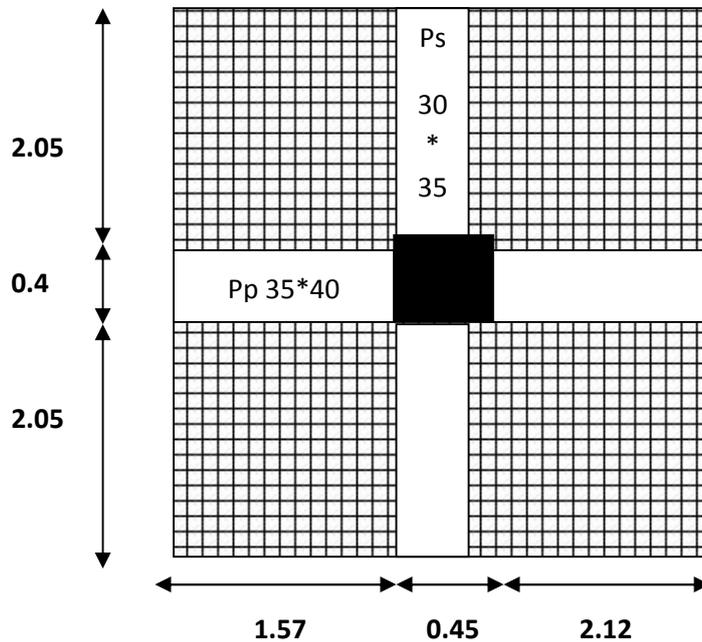
Tableau.II.7 : charges permanentes et surcharges.

	Charges permanentes (Kn/m ²)	Surcharges(Kn/m ²)
Plancher-terrasse	4.7	1.5
Plancher étage courant	5.21	Etage a usage de bureaux=2.5 Etage a usage d'habitation=1.5
Acrotère	5.23	1
Escalier	Paillasse= 7 Palier= 5	2.5
Mur extérieur	2.78	/

4-Loi de dégression : selon DTR B.C.2.2 page 17 :

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage (étage 1): $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$
- $Q_0 + 0.9 (Q_1+Q_2 + Q_3)$
- $Q_0 + 3+n/2n (Q_1+Q_2 + Q_n)$

5-Descente des charges sur les poteaux:**5.1. Poteau intermédiaire : (C-3)****Fig.II.14 :** Dimensions du poteau intermédiaire.

- **Surface afférente:**

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2$$

$$S_1 = (2.05 + 2.05) \cdot (2.12 + 1.57) = 15.12 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0.15 \times 4.1) + (0.05 \times 3.69) = 0.79 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 15.91 \text{ m}^2$$

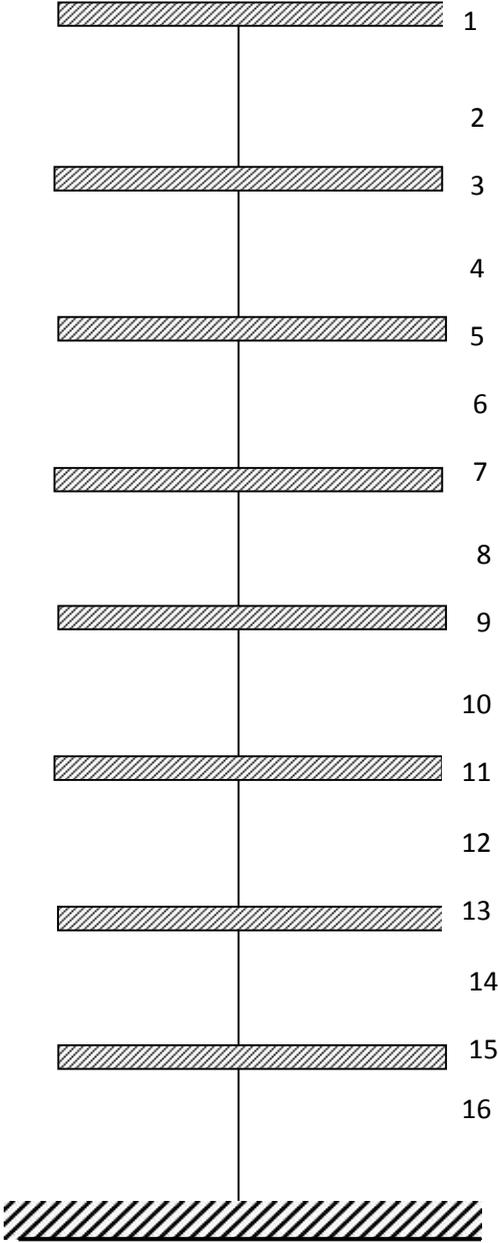


Fig.II.15: Descente des charges sur les étages.

Niveau	Elément	G(KN/m)	Q(KN/m)
1	<p>La charge G:</p> <p>Plancher $T=G.S_{aff}=4.71 \times 15.91=74.9$</p> <p>Poutre $=b.h.l.\gamma_{BA}=0.35 \times 0.4 \times 3.69 \times 25=12.91$</p> <p>Etanchéité pp= b.l.(Gétage - Gcorps creux)= $0.35 \times 3.69 \times 1.86=2.40$</p> <p>PoutreS= b.h.l.$\gamma_{BA}=0.3 \times 0.35 \times 4.1 \times 2=10.76$</p> <p>Etanchéité ps = b.l.(G étage - G corps creux)= $0.30 \times 4.1 \times 1.86=2.28$</p> <p>Etanchéité poteau= b.h. (G étage - G corps creux)= $0.4 \times 0.45 \times 1.86=0.33$</p> <p>La surcharge Q:</p> <p>Plancher $T=Q.S_{aff}=15.91 \times 1.5=23.8$</p> <p>Poutre $P=b.l.Q=0.35 \times 3.69 \times 1.5=1.93$</p> <p>Poutre $S=b.l.Q=0.30 \times 4.1 \times 1.5=1.84$</p> <p>Poteau = $0.40 \times 0.45 \times 1.5=0.27$</p>	103.58	27.84
2	<p>Venant 1 = 103.58</p> <p>Poteau = $b \times h \times H \times \gamma_{BA}=0.4 \times 0.45 \times 3.06 \times 25=13.77$</p>	117.35	27.84
3	<p>Venant 2 = 117.35</p> <p>Plancher $EC=G.S_{aff}=5.21 \times 15.91=82.89$</p> <p>Poutre $P=12.91$</p> <p>Etanchéité pp= b.l.(G étage - G corps creux)= $0.25 \times 3.69 \times 1.86=1.71$</p> <p>Poutre $S=10.76$</p> <p>Etanchéité ps = b.l.(G étage - G corps creux) = $(0.30 \times 2.05 \times 1.86) + (0.20 \times 2.05 \times 1.86)=1.93$</p> <p>La surcharge Q:</p> <p>Plancher $E=Q.S_{aff}=16.54 \times 1.5=24.81$</p> <p>Poutre $P=b.l.Q=0.25 \times 3.69 \times 1.5=1.38$</p> <p>Poutre $S=b.l.Q=((0.3 \times 2.05) + (0.2 \times 2.05)) \times 1.5=1.53$</p>	227.55	55.56
4	<p>Venant 3 = 227.55</p> <p>Poteau = 13.77</p>	241.32	55.56

5	Venant 4= 241.32 Plancher étage = 82.89 Poutre P = 12.91 étanchéité p p = 1.71 Poutre S = 10.76 étanchéité p S = 1.93 La surcharge Q: $27.84 + (0.95*27.72*2)=$	351.52	80.51
6	Venant 5 = 351.52 Poteau = 13.77	365.29	80.51
7	Venant 6 = 365.29 Plancher étage = 82.89 Poutre P = 12.91 étanchéité p p = 1.71 Poutre S = 10.76 étanchéité p p = 1.93 La surcharge Q: $27.84 + (0.9*27.72*3)= 102.68$	475.49	102.68
8	Venant 7 = 475.49 Poteau = 13.77	489.26	103.08
9	Venant 8= 489.26 Plancherétage= 82.89 PoutreP= 12.91 étanchéitépp= 1.71 PoutreS= 10.76 étanchéité p S = 1.93 La surcharge Q: $27.84 + (0.85*27.72*4)= 122.08$	599.46	122.08
10	Venant 9= 599.46 Poteau = 13.77	613.23	122.08
11	Venant 10= 613.23 Plancher étage = 82.89 Poutre P = 12.91	723.43	138.72

	étanchéité p p = 1.71 Poutre S = 10.76 étanchéité p S = 1.93 La surcharge Q: $27.84 + (0.8*27.72*5)= 138.72$		
12	Venant 11 = 723.43 Poteau = 13.77	737.2	138.72
13	Venant 12= 737.2 Plancher étage = 82.89 Poutre P = 12.91 Etanchéité p p = 1.71 Poutre S = 10.76 étanchéité p S = 1.93 La surcharge Q: $27.84 + (0.75*27.72*6)= 152.58$	847.4	152.58
14	Venant 13= 847.4 Poteau = 13.77	861.17	152.97
15	Venant 14= 861.17 Plancher étage = 82.89 Poutre P = 12.91 étanchéité p p = 1.71 Poutre S = 10.76 étanchéité p S = 1.93 La surcharge Q: Plancher E= G.S _{aff} =12.7 *2.5= 31.75 Poutre P= b.l.Q= 0.25*3.69*2.5= 2.30 Poutre S= b.l.Q= ((0.3*2.05)+(0.2*2.05))*2.5= 2.56 $= 27.84 + (31.75+2.30+2.56 + 27.72*6)*0.7=$ 18.30	971.37	169.89
16	Venant 15= 971.37 Poteau = b*h*H*γ _{BA} =0.4*0.45*3.57*25= 16.06	987.43	169.89

5.2. Descente de charge sur le poteau C1 :

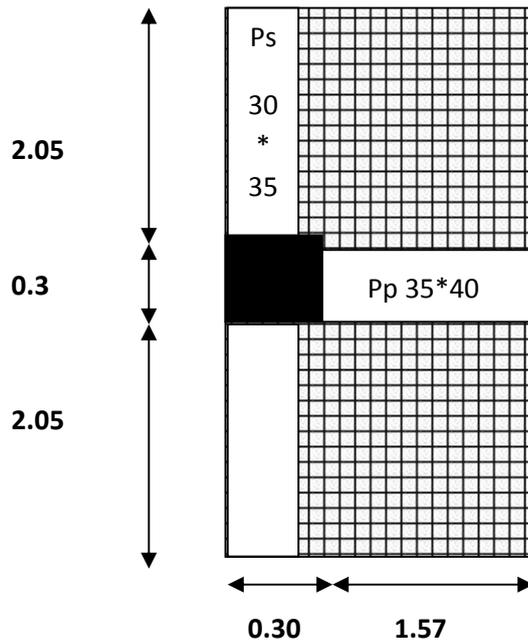


Fig.II.14 : Dimensions du poteau de rive.

• **Surface afférente:**

$$S_{aff} = S_1 + S_2$$

$$S_1 = (2.05+2.05) \times 1.57 = 6.43 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (0.15 \times 4.1) + (0.05 \times 1.57) = 0.69 \text{ m}^2$$

$$S_{aff} = 7.12 \text{ m}^2$$

Niveau	Elément	G (KN/m)	Q (KN/m)
1	<p>La charge G:</p> <p>Acrotère=G.P= 5.23×4.5= 23.53</p> <p>PlancherT=G.S_{aff}=4.71×7.12= 33.53</p> <p>PoutreP=b.h.l.γ_{BA}=0.35×0.4×1.57×25=5.49</p> <p>Etanchéité pp= b.l.(G étage - G corps creux)= 0.35×1.57×1.86= 1.02</p> <p>PoutreS= b.h.l. γ_{BA}=0.3×0.35×4.1×25=10.76</p> <p>Etanchéité ps = b.l.(G étage - G corps creux)= 0.20×4.1×1.86 = 1.52</p> <p>Etanchéité poteau= b.h. (G étage - G corps</p>	76.11	12.94

	<p>creux)=$0.4 \times 0.35 \times 1.86 = 0.26$</p> <p>La surcharge Q:</p> <p>Plancher T= $Q.S_{aff} = 7.12 \times 1.5 = 10.68$</p> <p>Poutre P= $b.l.Q = 0.35 \times 1.57 \times 1.5 = 0.82$</p> <p>Poutre S= $b.l.Q = 0.20 \times 4.1 \times 1.5 = 1.23$</p> <p>Poteau = $0.35 \times 0.40 \times 1.5 = 0.21$</p>		
2	<p>Venant 1 = 76.11</p> <p>Poteau = $b \times h \times H \times \gamma_{BA} = 0.4 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 13.77$</p> <p>Mur Ext = $G. (h \text{ étage} - h \text{ poutre}).l = 2.78 \times 2.66 \times 4.1 = 30.31$</p>	120.19	12.94
3	<p>Venant 2 = 120.19</p> <p>Plancher EC= $G.S_{aff} = 5.21 \times 7.12 = 37.09$</p> <p>Poutre P = 5.49</p> <p>Etanchéité pp= $b.l.(G \text{ étage} - G \text{ corps creux}) = 0.35 \times 1.57 \times 2.36 = 1.29$</p> <p>Poutre S = 10.76</p> <p>Etanchéité ps = 0</p> <p>La surcharge Q:</p> <p>Plancher E= $Q.S_{aff} = 7.12 \times 1.5 = 10.68$</p> <p>Poutre P= $b.l.Q = 0.35 \times 1.57 \times 1.5 = 0.82$</p> <p>Poutre S= $b.l.Q = 0$</p>	234.14	24.44
4	<p>Venant 3 = 234.14</p> <p>Poteau = 13.77</p> <p>Mur Ext = 30.31</p>	278.22	24.44
5	<p>Venant 4= 278.22</p> <p>Plancher étage = 37.09</p> <p>Poutre P = 5.49</p> <p>étanchéité pp = 1.29</p> <p>Poutre S = 10.76</p> <p>étanchéité p p = 0</p> <p>La surcharge Q:</p> <p>$12.94 + 0.95 \times (11.5 \times 2) = 34.79$</p>	332.85	34.79
6	Venant 5 = 332.85		

	Poteau = 13.77 Mur Ext = 30.31	376.93	34.79
7	Venant 6 = 376.93 Plancher étage = 37.09 Poutre P = 5.49 étanchéité p p = 1.29 Poutre S = 10.76 étanchéité p p = 0 La surcharge Q: 12.94 + 0.9*(11.5*3)=	431.56	43.99
8	Venant 7 = 431.56 Poteau = 13.77 Mur Ext = 30.31	475.64	43.99
9	Venant 8= 475.64 Plancher étage = 37.09 Poutre P = 5.49 étanchéité p p = 1.29 Poutre S = 10.76 étanchéité p p = 0 La surcharge Q: 12.94 + 0.85*(11.5*4) = 52.04	530.27	52.04
10	Venant 9= 530.27 Poteau = 13.77 Mur Ext = 30.31	574.35	52.04
11	Venant 10= 574.35 Plancher étage = 37.09 Poutre P = 5.49 étanchéité p p = 1.29 Poutre S = 10.76 étanchéité p p = 0 La surcharge Q: 12.94 + 0.8*(11.5*5) = 58.94	628.98	58.94
12	Venant 11 = 628.98		

	Poteau = 13.77 Mur Ext = 30.31	673.06	74.18
13	Venant 12= 673.06 Plancher étage = 37.09 Poutre P = 5.49 étanchéité p p = 1.29 Poutre S = 10.76 étanchéité p p = 0 La surcharge Q: 12.94 + 0.75*(11.5*6) = 64.69	727.69	64.69
14	Venant 13= 727.69 Poteau = 13.77 Mur Ext = 30.31	771.77	64.69
15	Venant 14= 771.77 Plancher étage = 37.09 Poutre P = 5.49 étanchéité p p = 1.29 Poutre S = 10.76 étanchéité p p = 0 La surcharge Q: Plancher E= $Q.S_{aff}=7.12*2.5= 17.8$ Poutre P= $b.l.Q= 0.35*1.57*2.5= 1.37$ Poutre S= $b.l.Q= 0$ 12.94 + 0.7*(11.5*6+19.17) =	826.4	74.65
16	Venant 15= 826.4 Poteau = $b*h*H*\gamma_{BA}=0.4*0.45*3.57*25= 16.06$ Mur Ext = $G. (h \text{ étage} - h \text{ poutre}).l= 2.78*3.17*4.1 = 36.13$	878 .59	74.65

6-Vérification de la section des poteaux:

1- Poteau intermédiaire (C3)

Selon BAEL 91 (art.B.8.4.1) P 102

$$N_u < N_{ultm}$$

$$N_{ultm} = \alpha \left[\frac{Br.Fc28}{0.9\gamma_b} + A \frac{Fe}{\gamma_s} \right] =$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = 987.43 \text{ KN/m} \quad Q = 169.89 \text{ KN/m}$$

$$N_u = 1.35(987.43) + 1.5(169.89)$$

$$N_u = 15897.865 \text{ KN} = 15897865 \text{ N}$$

$$Br = (40-2)(45-2) = \text{cm}^2 = 1634 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.8(40 \times 45) / 100 = 14.4 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Calcul de α :

$$B = 40 \times 45 = 1800 \text{ cm}^2,$$

$$I_{\min} = 40 \times 45^3 / 12 = 303750 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{I_{\min} / B} = \sqrt{303750 / 1800} = 12.99 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = l_f / i_{\min} = 214.2 / 12.99 = 16.48 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.81$$

Donc

$$N_{ultm} = 0.81 \left[\frac{1634 \times 10^2 \times 25}{0.8 \times 1.5} + 14.4 \times 10^2 \frac{400}{1.15} \right] = 3163079.34$$

$$N_u = 15897865 \text{ N} < 3163079.34 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Selon **RPA99V2003 (art7.4.3.1) P 44:**

$$V = N_d / B_c f_{c28} < 0.3 \quad N_d = G + Q = 987.43 + 169.89 = 1057.32 \text{ KN} = 1057320 \text{ N}$$

$$V = 1057320 / 400 \times 450 \times 25 = 0.23 < 0.3 \dots \text{C.V}$$

2-Poteau de rive (C1):

$$N_u < N_{ultm}$$

$$N_u = 1.35(878\,590) + 1.5(74650) = 1298071.5 \text{ N} < 3163079.348 \text{ N} \dots \text{C.V}$$

Selon **RPA99v 2003 :**

$$V = N_d / B_c f_{c28} < 0.3 \quad \text{et } N_d = G + Q = 878590 + 74650 = 953240 \text{ N}$$

$$\text{Donc } v = 953240 / 400 \times 450 \times 25 = 0.21 < 0.3 \dots \text{C.V}$$

Alors la section 40*45 est vérifiée.

7-Descente de charge du voile (D-5-6)

$$S_{aff} = (2.15+1)(4.25)$$

$$S_{aff} = 13.38 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
1	<p>La charge G :</p> <p>Plancher T= G.S_{aff}= 4.71*13.38= 63.01</p> <p>PoutreP= b.h.l.γ_{BA} = 0.35*0.4*4.25*25 = 14.87</p> <p>Etanchiété PP= b.l.(G étage - G corps creux)= 0.35*4.25*1.86 = 2.76</p> <p>La charge Q :</p> <p>Plancher T= Q.S_{aff}= 1.5*13.38 = 20.07</p> <p>Poutre P= Q.b.l= 1.5*0.35*4.25 = 2.23</p>	86.48	22.3
2	<p>Venant1=86.48</p> <p>Voile= e.l.h= 0.2*4.25*2.66= 2.26</p>	88.74	22.3
3	<p>Venant2= 88.74</p> <p>La charge G :</p> <p>Plancher EC= G.S_{aff} = 5.21*13.38 = 70.11</p> <p>PoutreP= b.h.l.γ_{BA} = 0.35*0.4*4.25*25 =14.87</p> <p>Etanchiété PP=b.l.(G étage - G corps creux)= 0.15*4.25*2.36 = 1.50</p> <p>La charge Q=</p> <p>Plancher EC= Q.S_{aff}= 1.5*13.38 = 20.07</p> <p>Poutre P= Q.b.l = 1.5*0.15*4.25 = 0.95</p>	175.22	44.6
4	<p>Venant1=175.22</p> <p>Voile= e.l.h= 0.2*4.25*2.66= 2.26</p>	177.48	44.6
5	<p>Venant2= 177.48</p> <p>La charge G :</p> <p>Plancher EC = 70.11</p> <p>PoutreP =14.87</p> <p>Etanchiété PP= 1.50</p> <p>La charge Q=</p> <p>22.3 + 0.95*(21.02*2) = 62.23</p>	263.96	62.23
6	<p>Venant1=263.96</p>	266.22	62.23

	Voile= e.l.h= $0.2 \times 4.25 \times 2.66 = 2.26$		
7	Venant2 = 266.22 La charge G : Plancher EC = 70.11 PoutreP =14.87 Etanchiété PP= 1.50 La charge Q = $22.3 + 0.9 \times (21.02 \times 3) = 79.05$	352.7	79.05
8	Venant1 =352.7 Voile= e.l.h= $0.2 \times 4.25 \times 2.66 = 2.26$	354.96	79.05
9	Venant2 = 354.96 La charge G : Plancher EC = 70.11 PoutreP =14.87 Etanchiété PP= 1.50 La charge Q = $22.3 + 0.85 \times (21.02 \times 4) = 93.76$	441.44	93.76
10	Venant1 =441.44 Voile= e.l.h= $0.2 \times 4.25 \times 2.66 = 2.26$	443.7	93.76
11	Venant2 = 443.7 La charge G : Plancher EC = 70.11 PoutreP =14.87 Etanchiété PP= 1.50 La charge Q = $22.3 + 0.8 \times (21.02 \times 5) = 106.38$	530.18	106.38
12	Venant1 =530.18 Voile= e.l.h= $0.2 \times 4.25 \times 2.66 = 2.26$	532.44	106.38
13	Venant2 = 532.44 La charge G : Plancher EC = 70.11 PoutreP =14.87 Etanchiété PP= 1.50	618.92	116.89

	La charge Q= $22.3 + 0.75*(21.02*6) = 116.89$		
14	Venant1=618.92 Voile= e.l.h= $0.2*4.25*2.66= 2.26$	621.18	116.89
15	Venant2= 621.18 La charge G : Plancher EC = 70.11 PoutreP =14.87 Etanchiété PP= 1.50 La charge Q= Plancher EC= Q.Saff= $2.5*13.38 = 33.45$ Poutre P= Q.b.l = $2.5*0.15*4.25 = 1.59$ $22.3 + 0.7*(21.02*6+35.04) = 116.89$	707.66	135.11
16	Venant1=707.66 Voile= e.l.h= $0.2*4.25*3.17= 2.69$	710.35	135.11

Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que : $P_u = 1,35. G + 1,5.Q$

$P_u = 1,35(710350) + 1,5(135.11)$

$P_u = 1161637.5N$

$A = 200. 4250 = 850000 \text{ mm}^2.$

$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{1161637.5}{850000} = 1.36Mpa < f_{c28} = 25Mpa$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

I- PLANCHER

I- Plancher à corps creux:

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces derniers sont liés et supportés par des nervures coulées sur place au bien préfabriquées.

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

I.1. Les charges appliquées :

❖ Plancher terrasse :

$$G = 4.71 \text{ Kn.m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ Kn.m}^2$$

❖ Plancher à usage d'habitation :

$$G = 5.21 \text{ Kn.m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ Kn.m}^2$$

❖ Plancher à usage de bureaux :

$$G = 5.21 \text{ Kn.m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ Kn.m}^2$$

I.2 Les combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

Tableau III.1 : les charges des planchers aux états limites.

	P. Terrasse	P.E à Usage d'habitation	P.E à usage de bureaux
E.L.U	8.60	9.28	10.78
E.L.S	6.21	6.71	7.71

I.3 Type des nervures :

Nous avons deux (2) type des poutrelles à calculer :

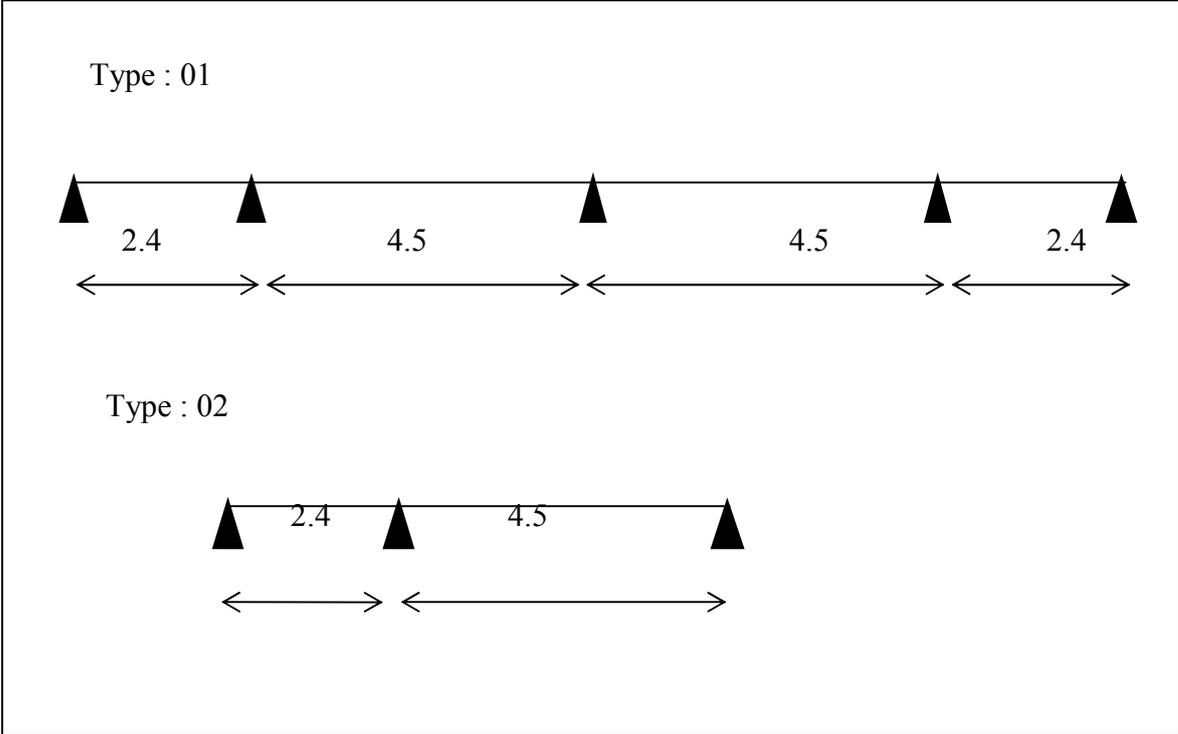


Fig.III.1 : Types des poutrelles.

I.4 Détermination des sollicitations :**-Plancher étage à usage d'habitation :*****type1 :**

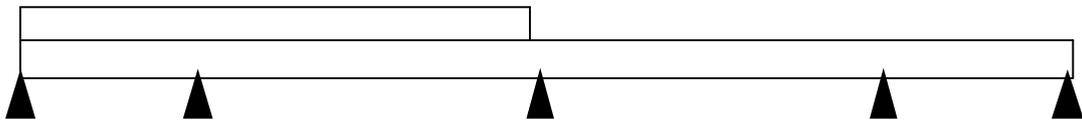
Pour déterminer toutes les sollicitations (M.T), on a plusieurs méthodes à utiliser : (méthode forfaitaire, méthode de Caquot et méthode des 3 moments), pour notre projet on utilise la méthode de Caquot tant que une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiées.

I.5 Principe de la méthode de Caquot :

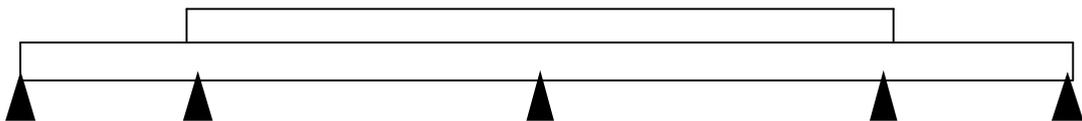
- ❖ Charger deux travées pour déterminer le moment sur l'appui entre eux.
- ❖ Charger une travée pour déterminer son moment.

Pour cela on distingue 7 cas de chargement et comme les travées sont symétriques on aura 4 :

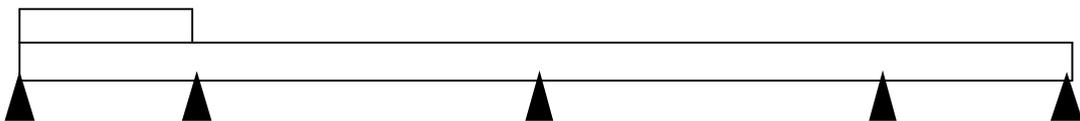
- **Cas de chargement 1 :**



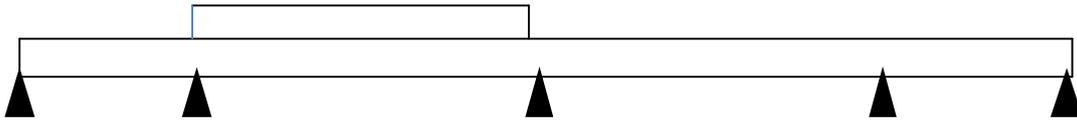
- **Cas de chargement 2 :**



- **Cas de chargement 3 :**



• Cas de chargement 4 :

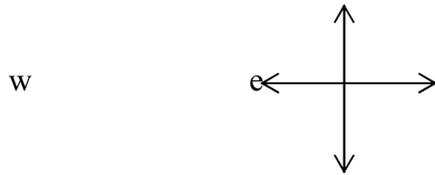


Les équations des moments sur appuis en travées et l'effort tranchant :

$$M_{app} = - \frac{Pw \cdot Lw'^3 + Pe \cdot Le'^3}{8.5 (Lw' + Le')}$$

Avec: $L' = L$ (cas d'une travée de rive).

$L' = 0.8L$ (cas d'une travée intermédiaire).



$$M_t = \frac{P \cdot x_{tm}^2}{2} + M_a w$$

Avec : $x_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$

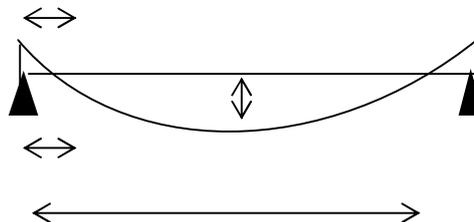
$$x_1 = x_{tm} - \frac{\sqrt{2Mt}}{P}$$

$$x_2 = x_{tm} + \frac{\sqrt{2Mt}}{P} x_{tm}$$

M_t

x_1

L'effort tranchant : x_2



$$\phi(x) = \mp \frac{PL}{2}$$

$$V(x) = \mp \phi + \frac{M_e - M_w}{L}$$

Tableau III.2 : Combinaisons de calcul(travées chargées et déchargées).

	Travée chargée	Travée déchargée
ELU	1.35 G + 1.5 Q	1.35 G
ELS	G+Q	G

I.6 Calcul des moments et des efforts tranchants :

I.6.1 A l'ELU :

1/ Plancher a usage d'habitation :

A- Les moments sur appuis :

Les cas de chargements				
Appuis	1	2	3	4
A	-1	-0.75	-1	-0.57
B	-11	-10.39	-8.94	-10.39
C	-12.43	-14.14	-10.71	-12.43
D	-8.33	-10.39	-8.33	-8.33
E	-0.75	-0.75	-0.75	-0.75

B- Les moments en travées :

Les cas de chargements					
Travées		1	2	3	4
AB	Xtm	0.75	0.63	0.85	0.63
	Mt	1.61	0.69	2.35	0.64
	X1	0.17	0.2	0.15	0.21
BC	X2	1.33	1.06	1.55	1.05
	Xtm	2.21	2.17	2.2	2.21
	Mt	11.66	11.45	8.07	12.27
	X1	1.58	0.61	0.69	0.59
	X2	3.79	3.73	3.71	3.83

CD	X _{tm}	2.12	2.33	2.32	2.12
	Mt	3.36	11.05	8.20	3.36
	X1	1.15	0.79	0.8	1.15
	X2	3.09	3.87	3.84	3.09
DE	X _{tm}	0.76	1.77	1.6	0.76
	Mt	6.29	0.62	0.66	6.29
	X1	2.59	1.36	1.18	2.59
	X2	4.11	2.18	2.02	4.11

C- Les efforts tranchants :

		Les cas de chargements			
Travées		1	2	3	4
AB	$\theta(0)$	11.13	8.43	11.13	8.43
	$\theta(l)$	-11.13	-8.43	-11.13	-8.43
	V(0)	6.96	4.42	7.83	4.42
	V(l)	-15.29	-12.44	-14.43	-12.44
BC	$\theta(0)$	20.88	20.88	15.81	20.88
	$\theta(l)$	-20.88	-20.88	-15.81	-20.88
	V(0)	-1.43	20.05	15.42	20.43
	V(l)	-22.31	-21.71	-16.2	-21.33
CD	$\theta(0)$	15.81	20.88	15.81	15.81
	$\theta(l)$	-15.81	-20.88	-15.81	-15.81
	V(0)	16.72	21.71	16.33	16.72
	V(l)	-14.9	-20.05	-15.29	-14.9
DE	$\theta(0)$	8.43	8.43	8.43	8.43
	$\theta(l)$	-8.43	-8.43	-8.43	-8.43
	V(0)	16.01	12.44	11.58	16.01
	V(l)	-0.85	-4.42	-5.28	-0.85

2/ Plancher à usage de bureaux:

A- Les moments sur appuis :

		Les cas de chargements			
Appuis		1	2	3	4
A		-1.16	-0.75	-1.16	-0.57
B		-12.78	-11.75	-9.35	-11.76
C		-13.57	-16.43	-10.71	-13.57
D		-8.33	-11.75	-8.33	-8.33
E		-0.75	-0.75	-0.75	-0.75

B- Les moments en travées :

		Les cas de chargements			
Travées		1	2	3	4
AB	Xtm	0.73	0.65	0.89	0.65
	Mt	1.71	0.73	3.10	0.73
	X1	0.17	0.19	0.14	0.19
	X2	1.29	1.1	1.03	1.1
BC	Xtm	2.23	1.66	2.21	2.19
	Mt	14.02	3.09	7.81	14.09
	X1	0.62	1.49	0.73	0.57
	X2	3.84	3	3.69	3.8
CD	Xtm	2.41	2.34	2.32	2.41
	Mt	6.84	13.08	8.20	6.84
	X1	1.02	0.78	0.8	1.02
	X2	3.8	3.89	3.84	3.8
DE	Xtm	0.76	1.85	1.64	0.76
	Mt	-6.29	0.27	1.12	-6.29
	X1	2.59	1.62	1.09	2.59
	X2	4.11	2.07	2.19	4.11

C- Les efforts tranchants :

		Les cas de chargements			
Travées		1	2	3	4
AB	$\theta(0)$	12.93	8.43	12.93	8.43
	$\theta(1)$	-12.93	-8.43	-12.93	-8.43
	V(0)	8.08	3.84	9.52	3.84
	V(1)	-17.77	-13.01	-16.34	-13.01
BC	$\theta(0)$	24.25	24.25	15.81	24.25
	$\theta(1)$	-24.25	-24.25	-15.81	-24.25
	V(0)	24.07	24.21	15.51	23.84
	V(1)	-24.42	-25.28	-16.11	-24.65
CD	$\theta(0)$	15.81	24.25	15.81	15.81
	$\theta(1)$	-15.81	-24.25	-15.81	-15.81
	V(0)	20.67	25.28	16.33	20.67
	V(1)	-10.94	-23.21	-15.29	-10.64
DE	$\theta(0)$	8.43	8.43	8.43	8.43
	$\theta(1)$	-8.43	-8.43	-8.43	-8.43
	V(0)	16.01	13.01	11.58	11.58
	V(1)	-0.85	-3.84	-5.28	-5.28

1.6.2 AL'ELS :

	M_{\max} en travée (Kn.m)	M_{\max} sur appui (Kn.m)
Plancher terrasse	8.22	9.46
Plancher à usage d'habitation	8.86	10.23
Plancher à usage de bureaux	10.49	11.75

I.7 Calcul du ferrailage:**I.7.1 Cas d'étage à usage d'habitation :**• **E.L.U**

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée pour le plancher de l'étage à usage d'habitation.

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

$$M_{\text{app}}^{\text{max}} = 14.14 \text{ Kn.m} = \mathbf{14140 \text{ N.m}}$$

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = 12.27 \text{ Kn.m} = \mathbf{12270 \text{ N.m}}$$

✓ **Les armatures longitudinales:**

En Travée:

Le moment fléchissant M_{Table} équilibré par la table est:

$$M_{\text{Table}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{Tab}} = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(0.17 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$= 55380 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = \mathbf{12270 \text{ N.m}} < M_{\text{tab}} = \mathbf{55380 \text{ N.m}}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b .

$$\mu = \frac{M_{\text{t}}^{\text{max}}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{12270}{14.2 \times 10^6 \times 0.65 \times 0.17^2} = 0.045$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.045 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

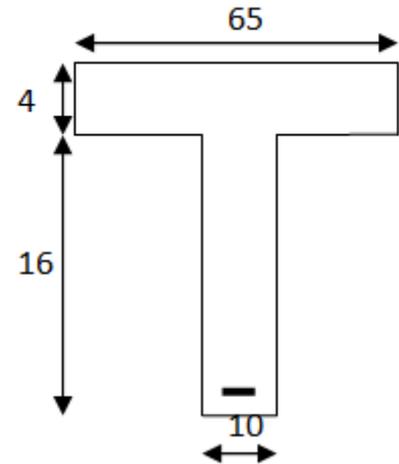
$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045} \right] = 0.06$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.06 = 0.98$$

$$A = \frac{M_{\text{t}}^{\text{max}}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$



$$A = \frac{12270 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.98 \times 17} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Soit $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis :

$$M_{app}^{max} = -14140 \text{ N.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur b_0

$$\mu = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{14140}{14.2 \times 10^6 \times 10 \times 10^{-2} \times 0.17} = 0.058$$

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

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}] = 0.075$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.075 = 0.97$$

$$A = \frac{M_{app}^{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{14140 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.97 \times 17} = 2.46 \text{ cm}^2$$

Soit $2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

• **ELS**

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier

$$\alpha < \bar{\alpha} :$$

Selon BAEL 83 exercices page 101 :

• **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 14140/10230 = 1.38$$

$$\alpha = 0.075 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.16 \dots\dots\dots C.V$$

• **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 12270/8860 = 1.38$$

$$\alpha = 0.075 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.16 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage à l'Els n'est pas nécessaire.

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91(A.4.2,1) Page 22**

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

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.334 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$

✓ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

Selon BAEL (art B.5.6.4) page85

En travée : $A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max (A_u, A'_{\min}, A_{\min})$

On adopte:

Sur appui : $2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

En travée : $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement:**[BAEL91 (A.5.1, 21) page 33]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$$v_u^{max} = 22310 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{22310}{100 \times 170} = 1.31 \text{ MPa}$$

Selon [BAEL91 (A.5.1, 21) Page 34]

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié) .}$$

✓ **Diamètre minimale ϕ_t** : [BAEL91 (A.7.2,2) Page 56]

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5., 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres ϕ_8 d'où :

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement des cadres " S_t "** : [BAEL91 (A.5.1, 22) page 34 et (A.5.1, 23) P 35]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times 1.15 (0.72 - 0.3 \times 2.1)} = 176.32 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$$

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

✓ **Condition de flèche :**

On a selon CBA93 page 144:

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{20}{420} \geq \frac{0.75 M_0}{10 M_0} \rightarrow 0.047 \geq 0.07 \quad \text{C.N.V}$$

$$2. \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{10 \times 17} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.013 \leq 0.010 \quad \text{C.N.V}$$

✓ **Calcul de flèche :**

On a selon CBA93 page 174 :

$$\rho = A/b.d = 2.26/10.17 = 0.013$$

$$I_p = 1.1 I_0 / (1 + \lambda \mu)$$

$$\lambda = 0.02 F_{t28} / (2 + 3b_0/b) \rho$$

$$\lambda = 0.02 * 2.1 / (2 + 3(10/65)) * 0.013 = 1.31$$

$$\mu = - (1.75 \cdot F_{t28} / 4 \rho \cdot \sigma_s + F_{t28}) + 1$$

$$= 1 - (1.75 * 2.1 / 4 * 0.013 * 348 + 2.1)$$

$$= 0.81 \quad A's = 0$$

$$I_0 = bh^3 / 12 + 15 [A_s (h/2 - d)^2 + A's (h/2 - d)^2]$$

$$I_0 = 100 * 20^3 / 12 + 15 [2.62 (20/2 - 17)^2]$$

$$= 68592 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}}$$

$$3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$I_p = 1.1 (68592) / (1 + 0.81 * 1.31)$$

$$= 36607.24$$

$$\rho_v = ML^2 / 4E_v \cdot I_p$$

$$= 8540 * 420^2 * 10^2 / 10 * 10818.86 * 36607.24 * 10^2 = 0.38$$

$$\lambda_i = 0.05 \cdot F_{t28} / (2 + 3 * 1) =$$

$$0.05 * 2.1 / (2 + 3(10/65)) * 0.013 = 3.28$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$I_{fi} = 1.1 (68592) / (1 + (3.28 * 0.81))$$

$$I_{fi} = 20633.12$$

$$f_i = ML^2 / 10E_i \cdot I_{pi}$$

$$= 8540 * 420^2 * 10^2 / 10 * 32164.20 * 20633.12 * 10^2 = 0.22$$

La flèche totale :

$$\Delta f = \rho - f = 0.013 - 0.22 = -0.2$$

$$\rho = L/500 = 450/500 =$$

$$-0.2 < 0.9 C.V$$

La condition est vérifiée donc le plancher est **solide**.

I.7.2 Cas plancher terrasse :

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée pour le plancher terrasse.

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

E.L.U :

$$M_{app}^{max} = 13.11 \text{ Kn. m} = \mathbf{13110 \text{ N. m}}$$

$$M_t^{max} = 11.90 \text{ Kn. m} = \mathbf{11900 \text{ N. m}}$$

✓ **Les armatures longitudinales:**

En Travée:

Le moment fléchissant M_{Table} équilibré par la table est:

$$M_{Table} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tab} = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(0.17 - \frac{0.04}{2} \right) = 55380 \text{ N. m}$$

$$M_t^{max} = \mathbf{11900 \text{ N. m}} < M_{tab} = \mathbf{55380 \text{ N. m}}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b .

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{11900 \times 10^3}{14.2 \times 10^6 \times 0.65 \times 0.17^2} = 0.0044$$

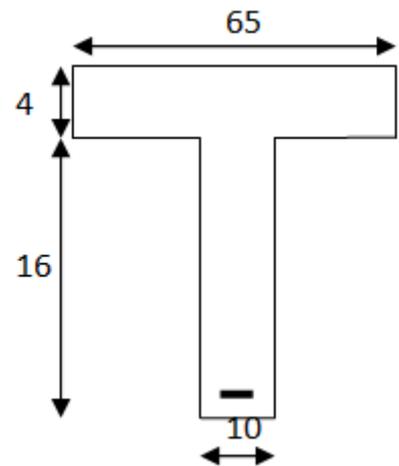
$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.0044 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0044} \right] = 0.0055$$



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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0055 = 0.99$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{11900 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.99 \times 17} = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

$$M_{app}^{\max} = -13110 \text{ N.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur b_0

$$\mu = \frac{M_{app}^{\max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{13110}{14.2 \times 10^6 \times 10 \times 10^{-2} \times 0.17} = 0.054$$

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

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}] = 0.069$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.069 = 0.97$$

$$A = \frac{M_{app}^{\max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{13110 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.97 \times 17} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Soit 2T14 = 3.08

- **ELS**

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier

$$\alpha < \bar{\alpha} :$$

Selon BAEL 83 exercices page 101 :

- **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 13110/9460 = 1.38$$

$$\alpha = 0.069 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.16 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 11900/8220 = 1.44$$

$$\alpha = 0.069 \leq \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage à l'Els n'est pas nécessaire.

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91(A.4.2,1) Page 22**

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

En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.334 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$

✓ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

Selon BAEL (art B.5.6.4) page85

En travée : $A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max (A_u, A'_{min}, A_{min})$

On adopte:

Sur appui : $2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

En travée : $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement: selon[BAEL91 (A.5.1, 21) P 33]**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$$v_u^{max} = N$$

$$\tau_u = \frac{19610}{100 \times 170} = 1.15 \text{ MPa}$$

Selon [BAEL91 (A.5.1, 211) P 34]

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

✓ **Diamètre minimale ϕ_t** : [BAEL91 (A.7.2,2) P 56]

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5., 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres ϕ_8 d'où :

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement des cadres " S_t "** : [BAEL91 (A.5.1, 22) page 34 et (A.5.1, 23) P35]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times 1.15 (0.72 - 0.3 \times 2.1)} = 176.32 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$$

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

I.7.3 Cas d'étage a usage de bureaux :

Calcul du ferrailage:

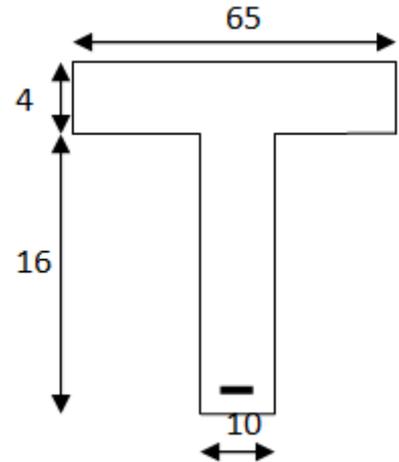
On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée pour le plancher à usage de bureaux.

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

ELU:

$$M_{app}^{max} = 16.43 \text{ Kn.m} = 16430 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 14.09 \text{ Kn.m} = 14090 \text{ N.m}$$



✓ **Les armatures longitudinales:**

En Travée:

Le moment fléchissant M_{Table} équilibré par la table est:

$$M_{Table} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{Tab} = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(0.17 - \frac{0.04}{2} \right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 14090 \text{ N.m} < M_{tab} = 55380 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur b .

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{14090}{14.2 \times 10^6 \times 0.65 \times 0.17^2} = 0.05$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.05 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

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

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05} \right] = 0.06$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.06 = 0.98$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{14090 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.98 \times 17} = 2.43 \text{ cm}^2$$

Soit 2T14 = 3.08cm²

Sur Appuis :

$$M_{app}^{\max} = -16430 \text{ N.m}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur b_0

$$\mu = \frac{M_{app}^{\max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0 \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{16430}{14.2 \times 10^6 \times 10 \times 10^{-2} \times 0.17} = 0.06$$

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

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}] = 0.05$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.05 = 0.98$$

$$A = \frac{M_{app}^{\max}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{16430 \times 10^2}{348 \times 10^2 \times 0.98 \times 17} = 2.83 \text{ cm}^2$$

Soit 2T14 = 3.08 cm²

- **ELS**

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier

$$\alpha < \bar{\alpha} :$$

Selon BAEL 83 exercices page 101 :

- **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + F_c 28 / 100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 16430 / 11750 = 1.39$$

$$\alpha = 0.05 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 2.69 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 14090/10490 = 1.34$$

$$\alpha = 0.05 \leq \frac{1.34-1}{2} + \frac{25}{100} = 2.67 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage à l'Els n'est pas nécessaire.

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91(A.4.2,1) Page 22**

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

$$\text{En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.334 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

Selon BAEL (art B.5.6.4) page85

$$\text{En travée : } A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A'_{\min}, A_{\min})$

On adopte:

$$\text{Sur appui : } 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement:**[BAEL91 (A.5.1, 21) P 33]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

$$v_u^{max} = 24910 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{24910}{100 \times 170} = 1.46 \text{ MPa}$$

Selon [BAEL91 (A.5.1, 211) P 34]

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Vérifié)}$$

✓ **Diamètre minimale ϕ_t :**[BAEL91 (A.7.2,2) P 56]

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres ϕ_8 d'où :

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement des cadres " S_t ":** [BAEL91 (A.5.1, 22) page 34 et (A.5.1, 23) P35]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.34 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times 1.15 (0.72 - 0.3 \times 2.1)} = 176.32 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$

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

✓ Condition de flèche :

On a selon CBA93 page 144:

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M0} \rightarrow \frac{20}{420} \geq \frac{0.75M0}{10 M0} \rightarrow 0.047 \geq 0.07 \quad \text{C.N.V}$$

$$4. \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{fe} \rightarrow \frac{3.08}{10 \times 17} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.018 \leq 0.010 \quad \text{C.N.V}$$

✓ Calcul de flèche :

On a selon CBA93 page 174 :

$$\rho = A/b.d = 3.08/10.17 = 0.018$$

$$I_p = 1.1 I_0 / (1 + \lambda \mu)$$

$$\lambda = 0.02 Ft_{28} / (2 + 3b_0/b) \rho$$

$$\lambda = 0.02 * 2.1 / (2 + 3(10/65)) * 0.018 = 0.63$$

$$\mu = - (1.75.Ft_{28} / 4\rho.\sigma_s + Ft_{28}) + 1$$

$$= 1 - (1.75 * 2.1 / 4 * 0.018 * 348 + 2.1)$$

$$= 0.86 \quad A's = 0$$

$$I_0 = bh^3/12 + 15 [A_s(h/2-d)^2 + A's (h/2 - d)^2]$$

$$I_0 = 100 * 20^3 / 12 + 15 [3.08(20/2 - 17)^2]$$

$$= 53324.86 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{F_c 28}$$

$$3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$I_p = 1.1 (53324.86) / (1 + 0.09 * 0.86)$$

$$= 54443.42$$

$$\rho_v = ML^2 / 4E_v.I_p$$

$$= 17960 \cdot 420^2 \cdot 10^2 / 10 \cdot 10818.86 \cdot 54443.42 \cdot 10^2 = 0.53$$

$$\lambda_i = 0.05 \cdot F_t / (2 + 3 \cdot 1) =$$

$$0.05 \cdot 2.1 / (2 + 3(10/65)) \cdot 0.027 = 1.57$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{F_c \cdot 28}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$I_{fi} = 1.1(53324.86) / 1 + (0.86 \cdot 0.63)$$

$$I_{fi} = 38044.71$$

$$f_i = M L^2 / 10 E_i I_{pi}$$

$$= 17960 \cdot 420^2 \cdot 10^2 / 10 \cdot 32146.20 \cdot 38044.71 \cdot 10^2 = 0.25$$

$$\Delta f = \rho - f = 0.018 - 0.25 = -0.23$$

$$\rho = L/500 = 420/500 = 0.84$$

$$-0.11 < 0.84 \text{ C.V}$$

La condition est vérifiée donc le plancher est **solide**.

Tableau III.4 : Résultats finals des armatures.

	Appui	Travée
Plancher terrasse	2T14=3.08 cm²	2T12=2.26 cm²
Plancher à usage d'habitation	2T14=3.08 cm²	2T12=2.26 cm²
Plancher à usage de bureaux	2T14=3.08 cm²	2T14=3.08 cm²

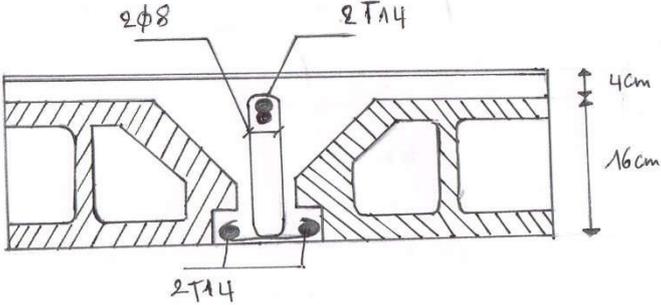


Fig III.2 : Ferrailage du plancher à usage de bureaux.

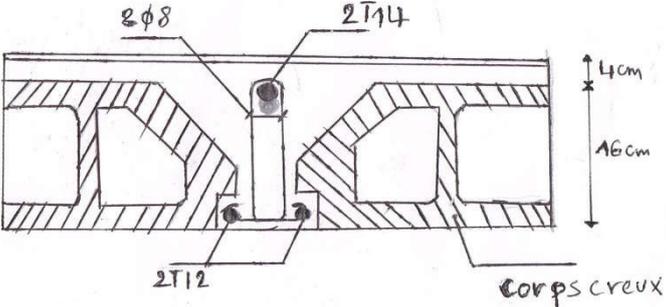


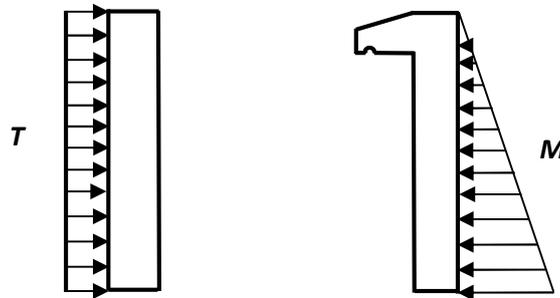
Fig III.3 : Ferrailage du plancher terrasse et plancher a usage d'habitation.

II- ACROTÈRE

1- Mode de travail :

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

- De la surcharge « Q » horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal « N » appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre « G ».



FigIII.4 : diagramme des forces internes sur l'acrotère

2- Détermination de l'effort due au séisme :

D'après RPA99/V2003 (art 6.2.3) page 39 :

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p.$$

A = coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

- Pour notre projet (zone IIa, groupe d'usage 2) $\rightarrow A = 0.15$

C_p = facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) obtenu du tableau (6.1).

- Élément en console $\rightarrow C_p = 0.8$

W_p = poids propre de l'acrotère

- $W_p = 5.23 \text{ Kn/ml}$

Donc $FP = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 5.23 \Rightarrow FP = 2.51 \text{ Kn/ml}$.

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicité l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$F = \max(Q, FP) \Rightarrow F = F_p = 2510.4 \text{ N/ml}$.

3- Hypothèses de calcul:

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m .

4- Sollicitations:

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

$$M = q \times h = 2510.4 \times 1.5 = 3765.6 \text{ N.m}$$

$$N_u = g = 5230 \text{ N}$$

$$T = q = 2510.4 \text{ N}$$

5- Combinaisons d'actions:

- **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_g = 5230 \text{ N/ml}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 3765.6 = 5648.4 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 2510.4 = 3765.6 \text{ N/ml}$$

- **E.L.S:**

$$N_{ser} = N_g = 5230 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 3765.6 \text{ N.m}$$

6- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

- **E.L.U**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3765.6}{5230}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{la}$$

Selon **BAEL91page25** ; dans ce qui suit, on désigne par :

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, lié à la déformation de la structure.

l : hauteur totale d'acrotère.

l_f : longueur de flambement d'acrotère.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \quad \text{avec:} \quad L=150\text{cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0.6\text{cm}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.6 \text{ cm}) \quad \text{Alors} \quad e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.72 = 0.74 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre e_2 d'une manière forfaitaire : Si

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right)$$

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 1.5 = 3 \text{ m, (cas d'une extrémité libre et extrémité encastree).}$$

h : hauteur de la section droite dans le direction du flambement.

$$\max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) = \max \left(15 ; \frac{20 \times 0.74}{0.1} \right) = \max(15 ; 148)$$

$$l_f / h = 3 / 0.1 = 30 < \max (15 ; 148) \quad \text{C.V}$$

$$e_2 =$$

Donc les effets du second ordree₂ doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi).$$

ϕ : généralement on prend $\phi=2$ } CBA page 26
 le coefficient α copris entre 0 et 1 . }

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 6279.6} = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.054\text{m} = 5.4 \text{ cm}$$

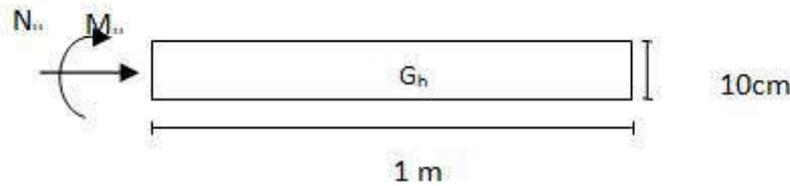
$$e = e_1 + e_2 = 0.74 + 0.054 = 0.79 \text{ m}$$

$$e = 0.79 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

- $N_u = 5.233\text{KN}$
- $M_u = N_u * e = 5.230 \times 0.79 \Rightarrow M_u = 4.131\text{KN.m.}$

5-CALCUL DE FERRAILLAGE :



FigIII.5 : coupe transversale sur 1mètre d’acrotère.

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

On adopte l’enrobage = 3cm.

5-1- Armatures Longitudinales:

❖ **E.L.U :**

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 4131 + 5230 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0,03 \right) \right] = 4235.6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4235.6}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,06 < \mu l = 0,392$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.968$$

$$A = 4235.6 / (348 * 0.968 * 7) = 1.79 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'1 = 0$

$$A = 1.79 - \frac{5230}{100 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

❖ **E.L.S :**

On a la fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.

Calcul de la contrainte de traction d'armature :

Selon BAEL91 (Article A.4.5.32) P 30

La contrainte de traction des armatures est donnée par l'expression :

$$\text{Fissuration préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 3765.6 + 5230 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 3870.2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{3870.2}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0039$$

$$\mu = 0.0039 \rightarrow \beta = 0.856 \rightarrow k = 0.051$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s = 0.051 \times 201.63 = 10.28$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10.28 \text{ Mpa}$$

Vérification❖ **E.L.U :**

A- Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1) page 22 :

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right] \text{ Cas d'une flexion composée.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{108 - 0.455 \times 7}{108 - 0.185 \times 7} \right] = 0.830 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.830 \text{ cm}^2$$

B- Pourcentage minimal d'armature longitudinale :

Selon BAEL (art B.5.3.1) page 79

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u, A'_{\min}; A_{\min}) \Rightarrow A = A_u = 2.43 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$.**5-2-Vérification De L'effort Tranchant :**

Selon BAEL91 (A.5.1, 1) page 33

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{2510.4 * 1.5}{1000 \times 70} = 0.053 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / \partial b; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.053 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5-3-Armatures De Répartition :

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5-4- Espacement Des Armatures: Selon BAEL91 art(B.5.3.3) page 79

$$e_l \leq \min\{2.5 \times h; 25 \text{ cm}\} \Rightarrow e_l \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } e_l = 25 \text{ cm}$$

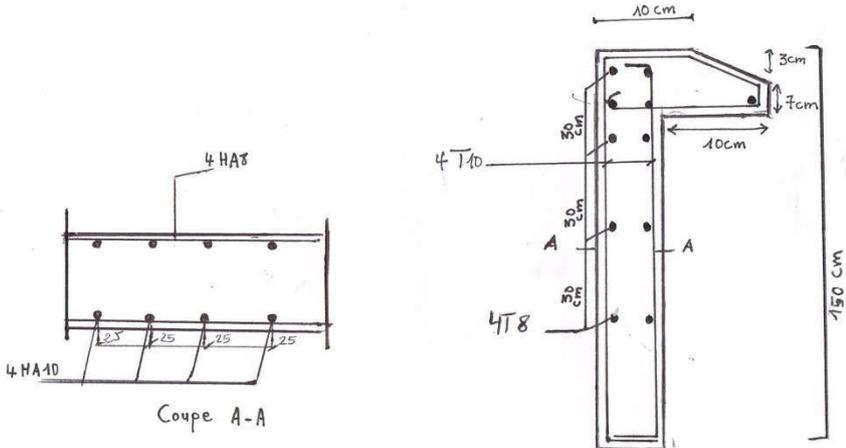


Fig III.6: Ferraillage d'acrotère.

III- L'ESCALIER

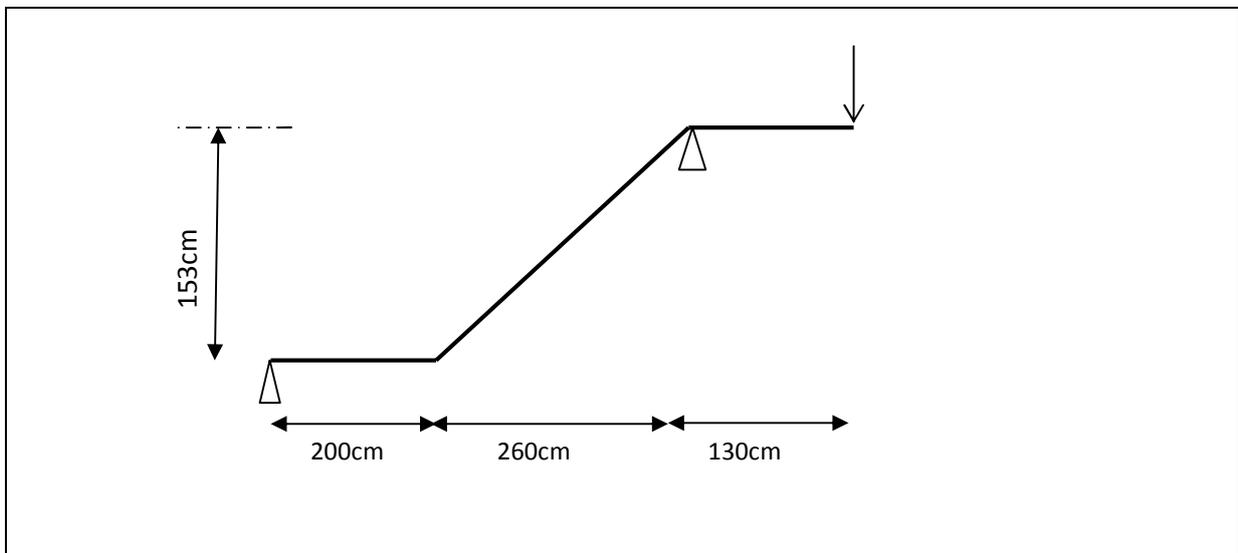
Introduction:

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une structure.

METHODE DE CALCUL :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.



FigII.7 : Schéma statique d'escalier

1-Calcul de la charge du mur :

$$P = G.(H-e)0.7 = 2.78 \times (3.06 - 0.15) \times 0.7 = 5.66 \text{ Kn/ml} = 5660 \text{ N/ml}$$

G= poids surfacique du mur

H= hauteur d'étage

e= épaisseur du palier

0.7= coefficient des ouvertures

2- la charge appliquée sur la volée :

$$g1 = G.1m = 7000 \text{ N/ml}$$

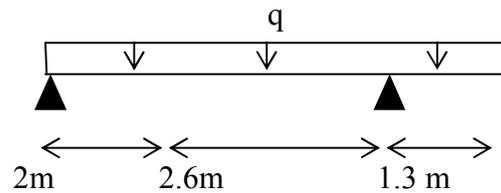
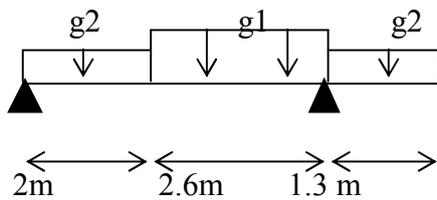
$$q = Q.1m = 2500 \text{ N/ml}$$

3-La charge appliquée sur le palier :

$$g2 = G.1m = 5000 \text{ N/ml}$$

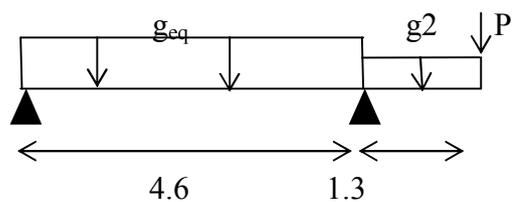
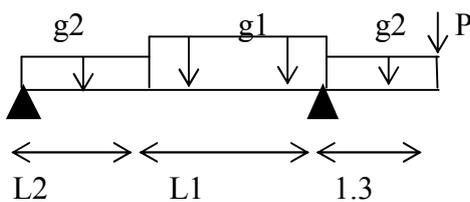
$$q = Q.1m = 2500 \text{ N/ml}$$

$$P = 5660 \text{ N/ml}$$



4- Calcul de la charge équivalente :

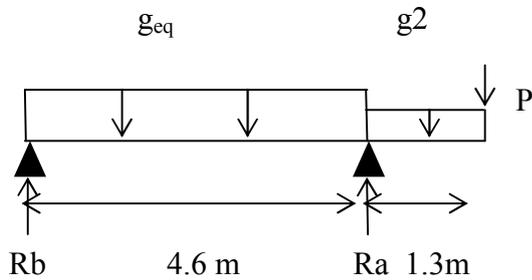
$$g_{eq} = \frac{g_1 \times L_1 + g_2 \times L_2}{L_1 + L_2} \rightarrow g_{eq} = \frac{(7000 \times 2.6) + (5000 \times 2)}{2.6 + 2} = 6130.43 \text{ N/ml}$$



5-Calcul les moments et les efforts tranchants :

1- Sous l'effet de P et g

A/ calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = P + g_{eq} \times 4.6 + g_2 \times 2$$

$$R_A + R_B = 43859.97 \text{ N} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 4.6 R_B - g_{eq}(4.6)^2 / 2 + g_2 (1.3)^2 / 2 + P \times 1.3 = 0$$

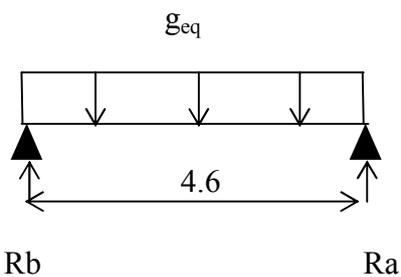
$$R_B = 11581.94 \text{ N}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 4.6 R_A - g_{eq}(4.6)^2 / 2 - g_2 \times 1.3 (1.3 / 2) + 4.6 - P \times 5.9 = 0$$

$$R_A = 28778.03 \text{ N}$$

B/ Calcul des moments :

❖ Calcul du moment M_0 :



$$M_0 = g_{eq} (l)^2 / 8 = 6130.43 \times 4.6^2 / 8 \rightarrow M_0 = 16214.98 \text{ N.m}$$

❖ Calcul du moment sur appui :

Comme il y'a une fusion partielle sur les appuis alors on prend la valeur du moment : $0.4M_0$

$$M_{app} = 0.4M_0$$

$$0.4 \times 16214.98 \rightarrow M_{app} = 6485.99 \text{ N.m}$$

❖ Calcul du moment en travée :

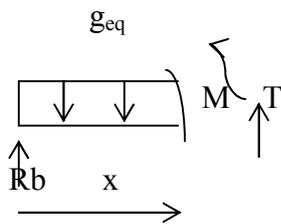
Comme il y'a une fusion partielle sur les appuis alors on prend la valeur du moment : $0.75M_0$

$$M_t = 0.75M_0$$

$$0.75 \times 16214.98 \rightarrow M_t = 12161.23 \text{ N/m}$$

C/ Calcul des efforts tranchants :

Coupe I.I ($0 \leq x \leq 4.6$)

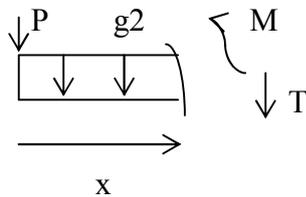


$$T = -R_B + g_{eq} \cdot x$$

$$X=0 \rightarrow T = -11581.94 \text{ N}$$

$$X=4.6 \rightarrow T = -11581.94 + 6130.43 (4.6) = 16618.03 \text{ N}$$

Coupe II.II ($0 \leq x \leq 1.3$)



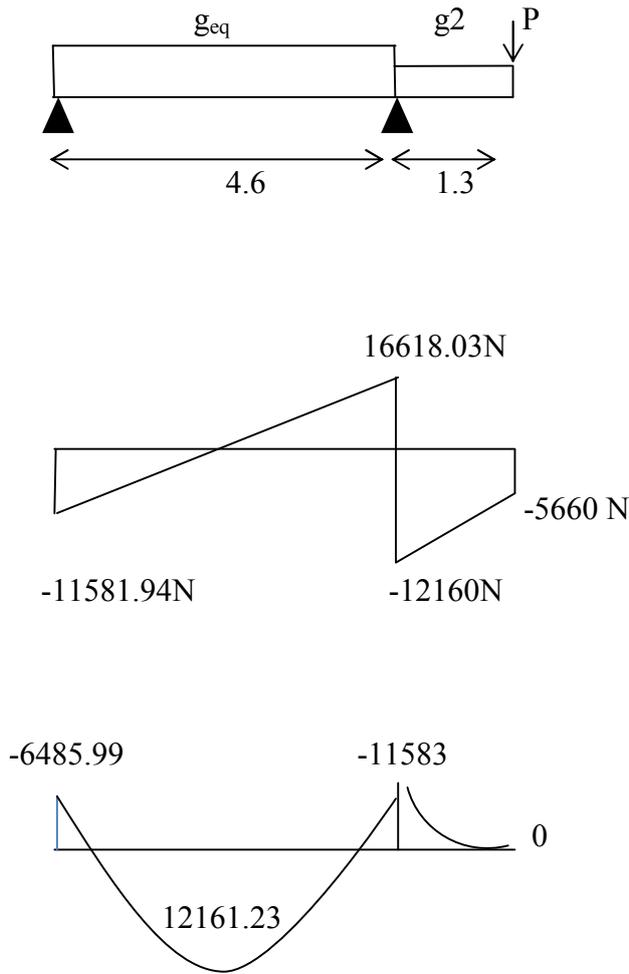
$$T = -P - g_2 \cdot x$$

$$M = -Px - g_2 x^2 / 2$$

$$X=0 \rightarrow T = -5660 \text{ N}, M = 0 \text{ N}$$

$$X=1.3 \rightarrow T = -5660 - 5000(1.3) = -12160 \text{ N}$$

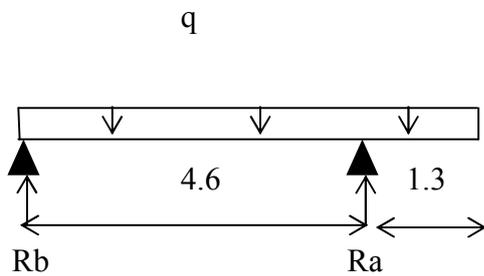
$$M = -5660 (1.3) - 5000 (1.3)^2 / 2 = -11583 \text{ N}$$



FigIII.8: diagrammes de M et T sous l'effet de g.

2/ Sous l'effet de q :

A/ Calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q(1.3+4.6)=0$$

$$R_A + R_B = 14750 \text{ N} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 4.6 R_B + q(1.3)^2 / 2 - q(4.6)^2 / 2 = 0$$

$$R_B = 5290.76 \text{ N}$$

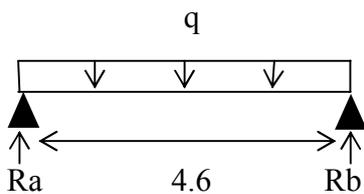
$$\sum M/B = 0 \rightarrow 4.6 R_A - q(5.9)^2 / 2 = 0$$

$$R_A = 9459.23 \text{ N}$$

$$R_A + R_B = 5290.76 + 9459.23 = 14750 \text{ N} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

B/ Calcul des moments :

❖ **Calcul du moment M_0 :**



$$M_0 = q (l)^2 / 8 = 2500 * 4.6^2 / 8 \rightarrow M_0 = 6612.5 \text{ N.m}$$

❖ **Calcul du moment sur appui :**

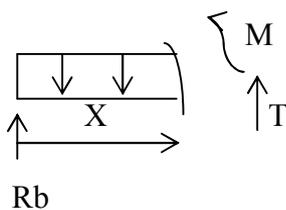
$$M_{app} = 0.4M_0 = 0.4 (6612.5) \rightarrow M_{app} = 2645 \text{ N.m}$$

❖ **Calcul du moment en travée :**

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75 (6612.5) \rightarrow M_t = 4959.37 \text{ N.m}$$

C/ Calcul des efforts tranchants :

Coupe I.I (0 ≤ x ≤ 4.6)



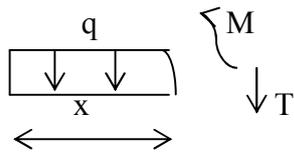
$$T = -R_B + q.x$$

$$T = - 11581.94 + 2500 (x)$$

$$X=0 \rightarrow T = -5290.76 \text{ N}$$

$$X= 4.6 \rightarrow T = 6209.24 \text{ N}$$

Coupe II.II (0 < x < 1.3)



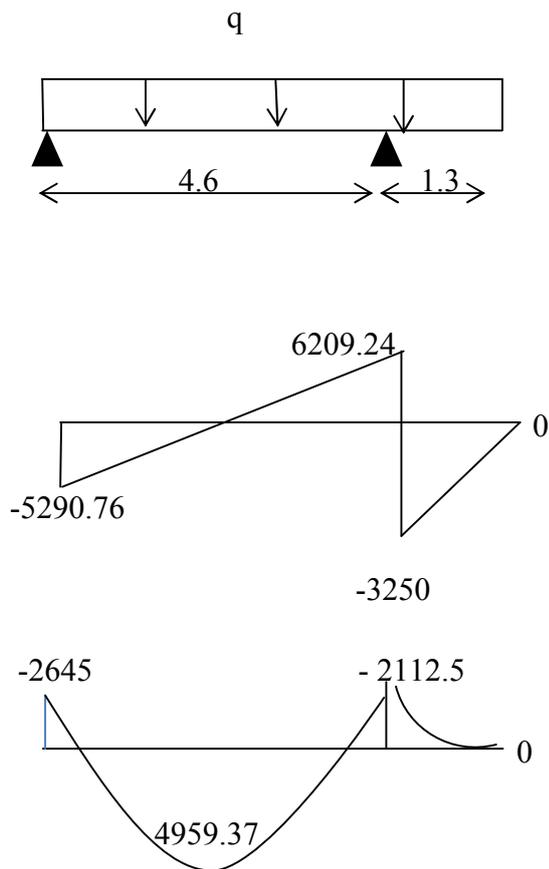
$$T = -q \cdot x = -2500 \cdot x$$

$$M = -q \cdot x^2 / 2 = -2500 \cdot x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow T = 0 \text{ N}, M = 0 \text{ N}$$

$$X = 1.3 \rightarrow T = -3250 \text{ N}$$

$$M = -2112.5 \text{ N}$$



FigIII.9: Diagrammes de M et T sous l'effet de q.

Les moments sous l'effet g, P et q :➤ **Volée :**❖ **En travée :**

$$M_g = 12161.23 \text{ N.m}, M_q = 4959.37 \text{ N.m}$$

❖ **Sur appui :**

$$M_g = 6485.99 \text{ N.m}, M_q = 2645 \text{ N.m}$$

$$T_g = 11581.94 \text{ N.m}, T_q = -5290.76 \text{ N.m}$$

➤ **Palier :**

$$M_g = 11583 \text{ N.m}, M_q = 2112.5 \text{ N.m}$$

$$T_g = 16618.03 \text{ N.m}, T_q = 6209.24 \text{ N.m}$$

III- Les sollicitations :❖ **A l'ELU :**❖ **Volée**▪ **Moment en travée :**

$$M_t = 1.35 M_t^g + 1.5 M_t^q$$

$$M_t = 1.35 (12161.23) + 1.5 (4959.37)$$

$$M_t = 23856.71 \text{ N}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{app} = 1.35 M_{app}^g + 1.5 M_{app}^q$$

$$M_{app} = 1.35 (6485.99) + 1.5 (2645)$$

$$M_{app} = 12723.58 \text{ N}$$

❖ **Palier :**

$$M_{app} = 1.35 M_{app}^g + 1.5 M_{app}^q$$

$$M_{app} = 1.35 (11583) + 1.5 (2112.5)$$

$$M_{app} = 18805.8 \text{ N}$$

❖ A l'ELS :❖ Volée▪ Moment en travée :

$$M_t = M_t^g + M_t^q$$

$$M_t = 12161.23 + 4959.37$$

$$M_t = 17120.6 \text{ N.m}$$

▪ Moment sur appui :

$$M_{app} = M_{app}^g + M_{app}^q$$

$$M_{app} = 6485.99 + 2645$$

$$M_{app} = 9130.99 \text{ N.m}$$

❖ Palier :

$$M_{app} = M_{app}^g + M_{app}^q$$

$$M_{app} = 11583 + 2112.5$$

$$M_{app} = 13695.5 \text{ N.m}$$

Le tableau ci-dessous représente les résultats finals des moments :

Tableau III.3 : les résultats finals des moments.

	coupe	ELU	ELS
volée	Travée	23856.71	17120.6
	Appui	-12723.58	-9130.99
Palier	Appui	-18805.8	-13695.5

IV- Calcul du ferrailage :

Le ferrailage va être sur une bande de 1 mètre et hauteur h :

1/ volée

A/ l'enrobage :

$$C = c' + \varphi/2 \rightarrow \varphi \leq h_e/10 \rightarrow \varphi \leq 1.2 \text{ cm}$$

La fissuration est **peu préjudiciable**.

$$C = 1 + 1.2/2 \rightarrow C = 1.6 \text{ cm on prend : } C = 2 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm, } C = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

A l'ELU:

❖ en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{23856.71}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.099 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.099}) \rightarrow \alpha = 0.130$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.130 = 0.948$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{23856.16}{348 \times 0.948 \times 13} = 5.56 \text{ cm}^2 = 5.65 = 5T12$$

❖ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{12723.58}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.053 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.053}) \rightarrow \alpha = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.068 = 0.97$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12723.58}{348 \times 0.97 \times 13} = 2.89 \text{ cm}^2 = 3.39 = 3T12$$

Le tableau ci-dessous résume tous les résultats :

Tableau III.4 : Résultats du ferrailage.

Coupe	M	μ	μl	α	β	A	
Appui	12723.58	0.053	0.392	0.068	0.97	2.89	3T12=
travée	23856.71	0.099	0.392	0.130	0.948	5.56	5T12=4.52

A l'ELS :

On a la fissuration est **peu préjudiciable** donc on n'a pas besoin de vérifier $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$, il suffit de vérifier $\alpha < \overline{\alpha}$:

Selon BAEL83 exercices page 101 :

$$\alpha < \overline{\alpha} = \gamma - 1/2 + F_c/28/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 23856.71 / 17120.6 = 1.393$$

$$\overline{\alpha} = 1.393 - 1/2 + 25/100 = 0.446$$

$$0.130 < 0.446 \rightarrow C.V$$

Donc le ferrailage a l'ELS n'est pas nécessaire ($A_{ser} \leq A_u$) :

Calcul du ferrailage A_{min} : selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot F_t/28/F_e \rightarrow A_{min} = 1.57 \geq 1.21 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T10

Tableau III.5 : Le ferrailage final.

Coupe	A_u (cm ²)	A_{min}	A_{adp}	
Travée	5.65	1.57	5.65	5T12=5.65
appui	2.89	1.57	2.89	3T12=3.39

Calcul le ferrailage de répartition : selon BAEL91 (art 8.2.41) page 62

❖ **Travée :**

$$A_r = A/4 \rightarrow A_r = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2 = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

❖ Appui :

$$A_r = A/4 \rightarrow A_r = 3.39/4 = 0.85 \text{ cm}^2 = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

2/ PalierA l'ELU:

La fissuration est peu préjudiciable

$$h = 15 \text{ cm}, C = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

Le moment sur l'appui est négatif c'est pour cela la zone tendue tend vers le haut :

❖ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\frac{18805.8}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.078 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.078}) \rightarrow \alpha = 0.101$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.101 = 0.959$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18805.8}{348 \times 0.959 \times 13} = 4.33 \text{ cm}^2$$

Tableau III.6 : Résumé des résultats :

Coupe	M	μ	μ_l	α	β	A	
Palier	18805.8	0.078	0.392	0.101	0.959	4.33	4T12=4.52

A l'ELS :

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$, il suffit de vérifier $\alpha < \bar{\alpha}$:

Selon BAEL 83 exercices page 101:

$$\alpha < \bar{\alpha} = \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = Mu / Mser = 18805.8 / 13695.5 = 1.373$$

$$\bar{\alpha} = (1.373 - 1)/(2 + 25/100) = 0.165$$

$$0.101 < 0.165 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage a l'ELS n'est pas nécessaire ($Aser \leq Au$) :

Calcul le ferrailage Amin :

$$Amin \geq 0.23.b.d.Ft28/Fe \rightarrow Amin = 1.57 \geq 1.21 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T10

Tableau III.7 : Le ferrailage final.

Coupe	Au (cm ²)	Amin	Aadp	
Palier	4.33	1.57	4.33	4T12=4.52

Calcul le ferrailage de répartition :

❖ **Palier :**

$$Ar = A/4 \rightarrow Ar = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Calcul des efforts tranchants :

$$Tg^{\max} = 16618.03 \text{ N.m}$$

$$Tq^{\max} = 6209.24 \text{ N.m}$$

$$Tu = 1.35 (16618.03) + 1.5 (6209.24)$$

$$Tu = 31748.2$$

$$\tau = Tu/b.d = 31748.2/1000 \times 130 = 0.24 \leq \tau = \min (0.13.Fc28, 4\text{Mpa}) = 3.25 \dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

La vérification des conditions de flèche :**A/ La volée :**

On a selon CBA93 page 144:

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{20 M0} \Rightarrow \frac{0.15}{4.6} = 0.032 \geq \frac{0.75M0}{20 M0} \Rightarrow 0.037 \geq \text{C.N.V}$$

$$2. \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{C.V}$$

- **Calcul de flèche :**

On a selon CBA93 page 174 :

$$\rho = A/b.d = 5.65/100.13 = 0.004 \quad \text{avec : } b_0 = b$$

$$I_{pv} = 1.1 I_0 / (1 + \lambda \mu)$$

$$\lambda v = 0.02 Ft_{28} / (2 + 3b_0/b) \rho$$

$$\lambda v = 0.02 \times 2.1 / (2 + 3 \times 1) \times 0.004 = 2.1$$

$$\mu = - (1.75.Ft_{28} / 4\rho.\sigma_s + Ft_{28}) + 1$$

$$= 1 - (1.75 \times 2.1 / 4 \times 0.004 \times 348 + 2.1)$$

$$= 0.47$$

$$I_0 = bh^3/12 + 15 [As(h/2-d)^2 + A's (h/2 - d)^2] \quad \text{Avec: } A's = 0$$

$$I_0 = (100 \times 15^3 / 12) + 15 [5.65(15/2 - 13)^2]$$

$$= 14929.6 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{F_c 28}$$

$$3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$I_p = 1.1 \times 14929.6 / (1 + 0.47 \times 2.1)$$

$$= 8265 \text{ cm}^4$$

$$\rho_v = ML^2 / 4E_v.I_p$$

$$= 17120.6 \times (460)^2 \times 10^2 / 10 \times 10818.86 \times 8265 \times 10^2 = 4.05$$

$$\lambda_i = 0.05.F_t28 / (2+3*1) =$$

$$0.05 * 2.1 / (2+3 \times 1) = 0.004 = 5.25$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{F_c28}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$I_{fi} = 1.1(14929.6) / 1 + (5.25 * 4.05)$$

$$I_{fi} = 20633.12 \text{ } 737.67$$

$$f_i = ML^2 / 10E_i.I_{pi}$$

$$= 17120.6 * 460^2 * 10^2 / 10 * 32164.20 * 737.67 * 10^2 = 15.27$$

La flèche totale :

$$\Delta f = \rho - f = 0.004 - 15.27 = -15.26$$

$$\rho = L/500 = 460/500 = 0.92$$

$$\mathbf{-15.26 < 0.92 \text{ C.V}}$$

La condition est **vérifiée** donc le plancher est **solide**.

B/ Le palier :

On a selon CBA93 page 144:

$$h/L \geq M_t / (20 M_0) \Rightarrow 0.15 / 410 \geq 0.75 M_0 / (20 M_0) \Rightarrow 0.03 \geq \text{CV}$$

$$A / (b.d) \leq 4.2 / (f_e) \Rightarrow 4.52 / (100 \times 13) \leq 4.2 / 400 \Rightarrow 0.003 \leq 0.01 \text{ CV}$$

Donc le palier est **solide**.

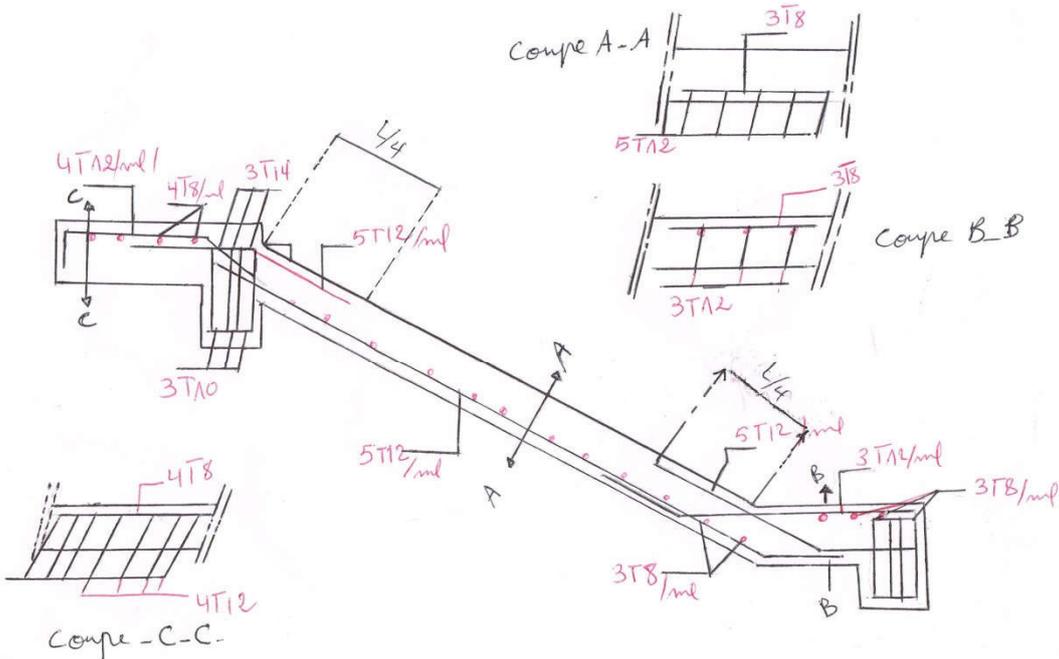


Fig III.10 : Ferrailage d'escalier.

Calcul de la poutre palière :**I- calcul des charges :**

- **Poids propre :**

$$P1 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ Kn/ml}$$

- **Poids du mur :**

$$P2 = 5.66 \text{ Kn/ml}$$

- $T_u = 31.74 \text{ Kn/m}$
- $T_{ser} = 22.82 \text{ Kn/m}$
- **Poids du palier =**

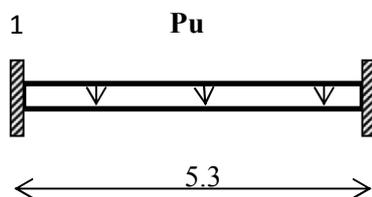
$$P3 = 25 \times 0.15 \times 1.3 = 4.87 \text{ Kn/ml}$$

II- Calcul des sollicitations :**A la flexion simple :****A/ a l'ELU :**

$$P_u = 1.35 (P1 + P2 + P3) + T_u/l$$

$$P_u = 1.35 (3 + 5.66 + 4.87) + 31.74/5.3$$

$$P_u = 24.25 \text{ Kn/m}$$

1- Calcul des moments:**a/ sur appuis :**

$$M1 = P_u \cdot L^2 / 12 = 24.25 \times 5.3^2 / 12 = 56.76 \text{ Kn/m}$$

$$M2 = P_u \cdot L^2 / 12 = 56.76 \text{ Kn/m}$$

b/ en travée :

$$M_0 = P_u.L^2 / 24 = 24.25 \times 5.3^2 / 24 = 28.38 \text{ Kn/m}$$

2- Calcul des efforts tranchants :

$$T_1 = T_2 = P_u.L/2 = 24.25 \times 5.3 / 2 = 64.26$$

a l'ELS :

$$P_{ser} = (P_1 + P_2 + P_3) + T_u/l$$

$$P_{ser} = (3 + 5.66 + 4.87) + 22.82/5.3$$

$$P_{ser} = 17.83 \text{ Kn/m}$$

1- Calcul des moments:

a/ sur appuis :

$$M_1 = P_{ser}.L^2 / 12 = 17.83 \times 5.3^2 / 12 = 41.73 \text{ Kn/m}$$

$$M_2 = P_{ser}.L^2 / 12 = 41.73 \text{ Kn/m}$$

b/ en travée :

$$M_0 = P_{ser}.L^2 / 24 = 20.86 \text{ Kn/m}$$

2- Calcul des efforts tranchants :

DESSIN

$$T_1 = T_2 = P_{ser}.L/2 = 47.24 \text{ Kn/m}$$

III-Calcul du ferrailage :

1- ELU:

Enrobage :

$$c = c' + \varphi/2 \text{ avec : } c' \geq 1 \text{ cm} \rightarrow c' = 1 \text{ cm}$$

$$\varphi \geq h/10 = 40/10 = 4 \rightarrow \varphi = 4$$

$$c = 1 + 4/2 \rightarrow c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

Et selon les relations utilisées dans la flexion simple des sections rectangulaires on résume les résultats dans le tableau ci-dessous a l'ELU :

Tableau III.8 : Résumé des résultats obtenus a l'ELU :

	Mu	μ	μl	α	β	Au	Choix(cm ²)
Appui	56760	0.029	0.392	0.036	0.98	4.49	4T12= 4.52
Travée	28380	0.014	0.392	0.017	0.97	2.27	3T10= 2.36

Fe= 400 Mpa, Fc28= 25 Mpa, $\sigma_b=14.2$ Mpa, $\sigma_s= 348$ Mpa.

2- **ELS :**

• **Sur appui :**

Fissuration peu préjudiciable donc il suffit de vérifier :

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = Mu / Mser = 56.76/ 41.73 = 1.36$$

$$\alpha = 0.036 \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots\dots\dots C.V$$

• **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = Mu / Mser = 28.38/ 20.86 = 1.36$$

$$\alpha = 0.036 \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots\dots\dots C.V$$

Donc le ferrailage a l'Els n'est pas nécessaire.

Calcul le ferrailage minimale :

$$Amin= 0.23.Fc28/Fe.b.d = 1.34$$

Tableau III.9 : le ferrailage final :

	Au	Amin	Amax	Choix cm ²
Appui	4.49	1.34	4.49	4T12 = 4.52
Travée	2.27	1.34	2.27	4T10 = 3.14

Calcul les armatures transversal :

- **Calcul des efforts tranchants :**

- 1- **En travée :**

$$T^u_{\max} = 64.26 \text{ Kn/m}$$

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = 64.26 / 30 \times 37 = 2.11 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3.25 > 2.11 \dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire mais les règles BAEL nous imposent un

Ferrailage transversal minimal :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}, 10, \frac{300}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(11.42, 10, 30)$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Donc on adopte des cadres 8 mm.

Calcul des espacements :

Selon BAEL 91:

$$St \leq \min (0.9d, 40)$$

$$St \leq \min(\ll 33.3, 40)$$

$$St \leq 33.3 \rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

Vérification des conditions de flèche:

On a selon CBA93 page 144:

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{5.3} = 0.075 \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.062 \geq \text{C.V}$$

$$2. \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 37} = 0.012 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \text{ C.V}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{0.75 M_0}{20 M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{5.3} = 0.075 \geq \frac{0.75}{20} = 0.037 \text{ C.V}$$

Donc la poutre palière est solide.

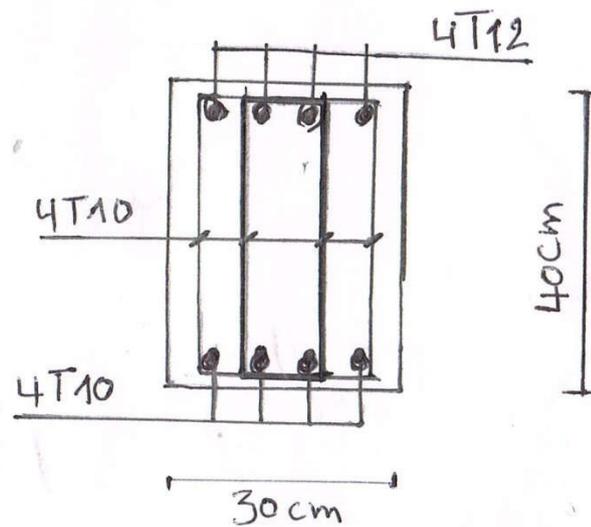


Fig III.11 : Ferrailage de la poutre palière en travée.

V- L'ASCENSEUR

Un **ascenseur** est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis (voir hors-structure) d'une construction, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Les dimensions et la construction des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes. L'ascenseur est relié à un centre de contrôle à distance. Les personnes dans la cabine disposent d'un téléphone intérieur pour la communication orale. Le centre de contrôle a un réseau informatique véhiculant certaines informations issues des capteurs du système de l'ascenseur, le reste est stocké sur place dans le dispositif de commande électronique-informatique.

Pour notre projet la cage d'ascenseur est préfabriquée.

I- ETUDE AU VENT

1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

2. Application des R N V 99 :

- ❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I**, art 1.1.3 chapitre2 RNV99 page 38.

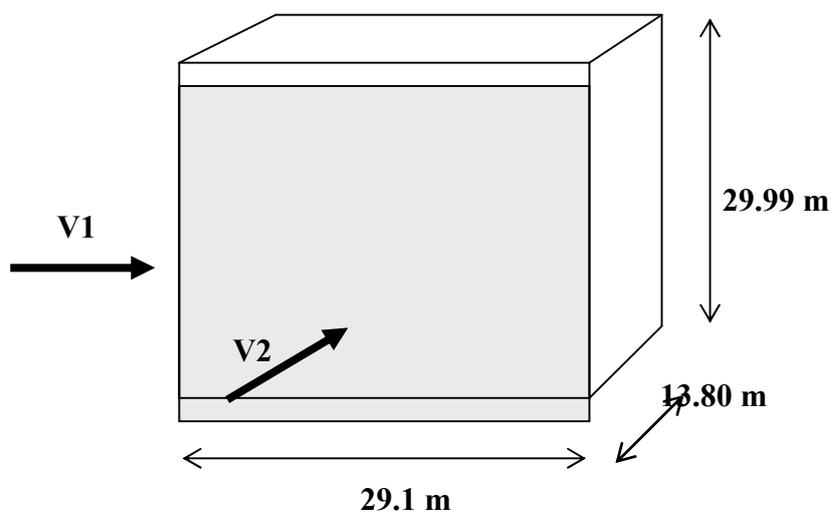


Fig IV.1 : Actions du vent

L'application des **RNV 99** exige les étapes suivantes :

1) détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque ((3.1), P51 pour :

Sens V1:

$h = 24.99$ m; $b = 13.80$ m.

Après l'interpolation : **$C_d = 0.95$**

Sens V2:

$h = 24.99$ m; $b = 29.1$ m.

Après l'interpolation : **$C_d = 0.93$**

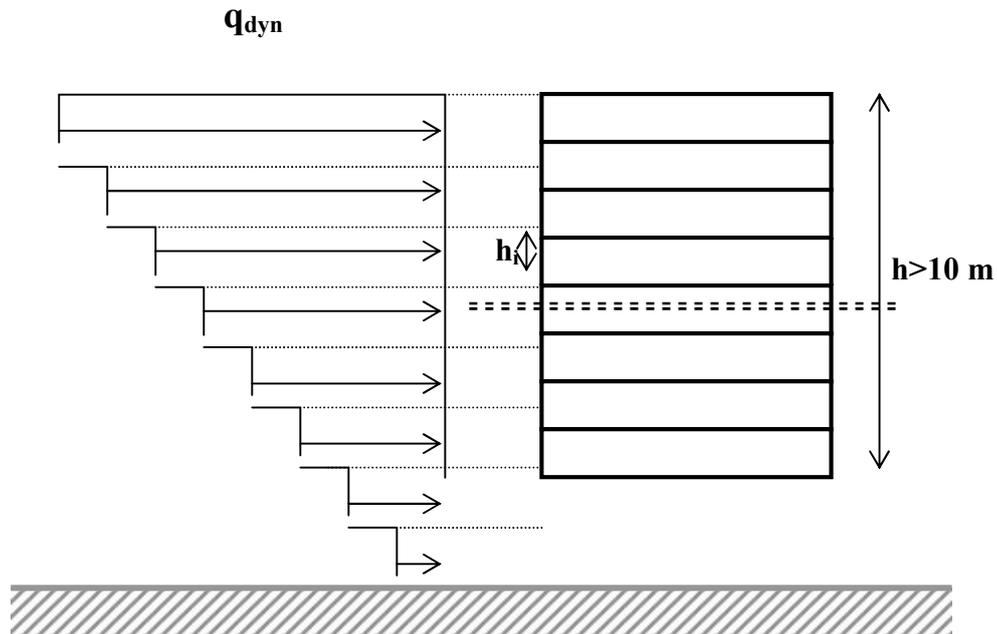
C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2, donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2) détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.



FigIV.2 : Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99). Page 45.

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Avec :

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes. Elle est donnée par le tableau (A1.1 des RNV) page 85 en fonction de la zone de vent.

$$\text{Zone I} \rightarrow q_{ref} = 374 \text{ N/M}^2.$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent. Peut-être calculé par la formule :

- Selon art 3.3.2 RNV page 46 cas des structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[\frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_T(Z))} \right].$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99) page 48.

$$\text{Site plat} \rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1.$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent.

Sa valeur est défini par la loi logarithmique. Page 47 :

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T * \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$Z < Z_{\min} \rightarrow C_r = K_t * \text{Ln}(Z_{\min}/z_0)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau 2.4 RNV99 page 47 on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m.}$$

$H = 24.99 \text{ m} > 10 \text{ m} \Rightarrow$ on prend «n » valeurs de Z

$$i = 1, \dots, 8$$

$$Z_1 = \frac{H_1}{2} ; Z_2 = H_1 + \frac{H_2}{2} ; \dots \dots \dots Z_n = H_{n-1} + \frac{H_n}{2}$$

TableauIV.1. : Pression dynamique de vent q_{dyn} .

Z_j (m)	C_r	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
1.79	0.665	1.559	584.625
5.1	0.665	1.559	584.625
8.16	0.665	1.559	584.625
11.22	0.665	1.559	584.625
14.28	0.665	1.559	584.625
17.34	0.684	1.616	604.38
20.4	0.723	1.844	689.65
23.46	0.757	1.892	707.60
25.74	0.780	1.918	717.33

3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. **(art 1.1.1.1) RNV page 64**

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \lg_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

a- Parois verticales :

Sens x: $h = 24.99 \text{ m}$; $b = 29.1 \text{ m}$, $d = 13.8$

$$e = \text{Min} (b, 2h).$$

$$e = 29.1 \text{ m}.$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 29.1$ m

h : La hauteur total de la construction.

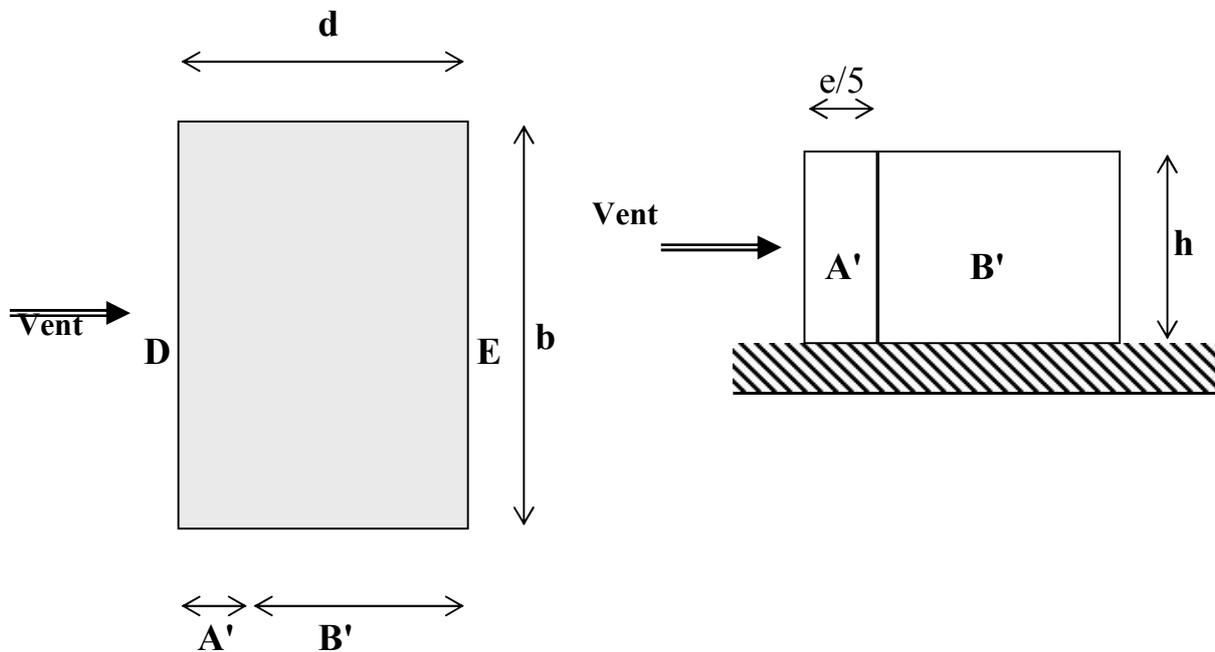


Fig IV.3 : Vue en plan et en élévation cas où $d < e$.

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

Tableau IV.2: Valeurs du Coefficient de la pression extérieure (sens-X).

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

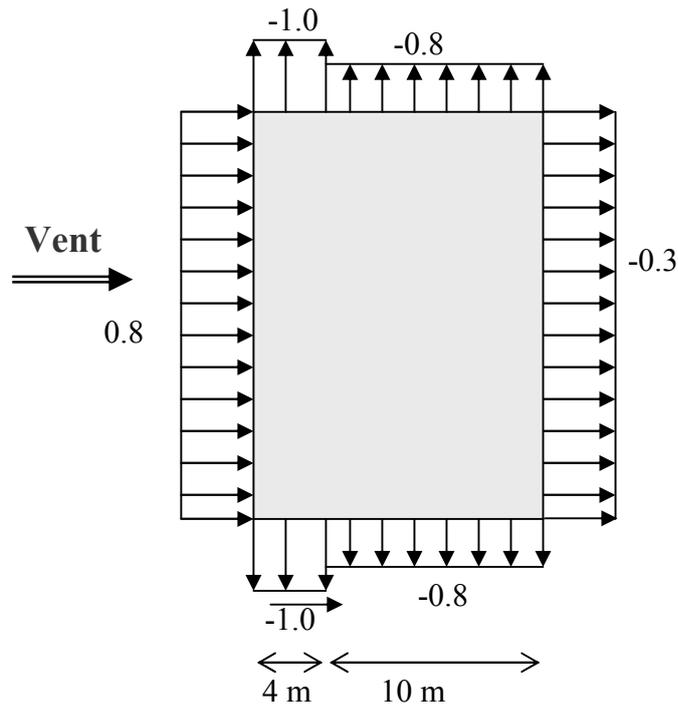


Fig IV.4 : Distribution de la pression extérieure.

Sens y : $h = 24.99$ m; $b = 13.8$ m, $d = 29.1$

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

$$e = 13.8 \text{ m.}$$

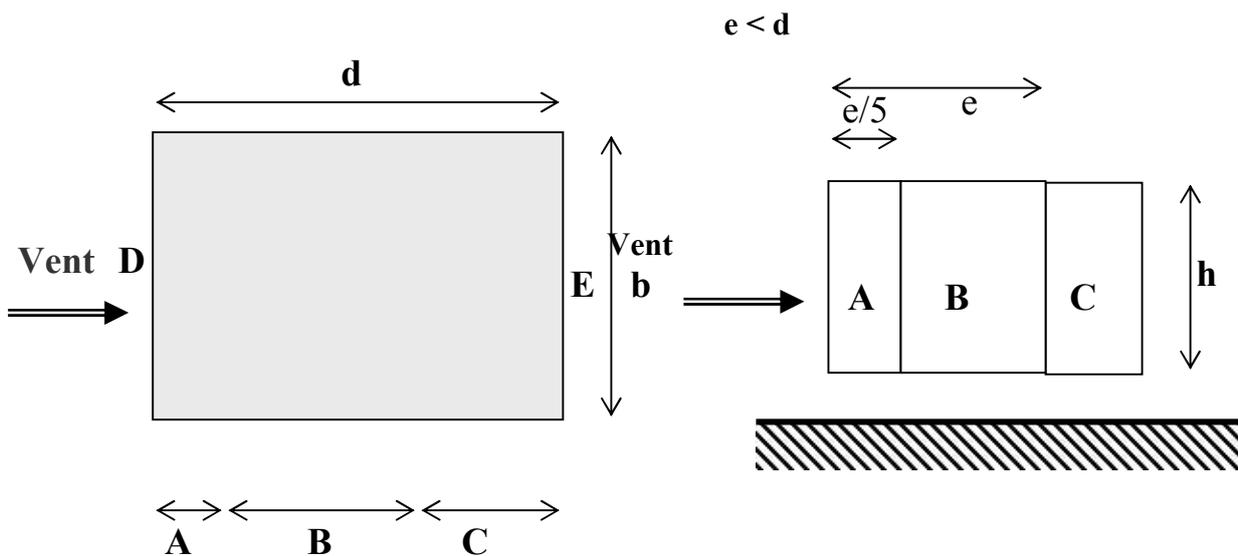


Fig V.5 : Vue en plan et en élévation cas ou $e < d$.

D'après le **tableau 5.1 (RNV P.65)** on a :

Tableau V.3: Valeurs du Coefficient de la pression extérieure (sens-Y).

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

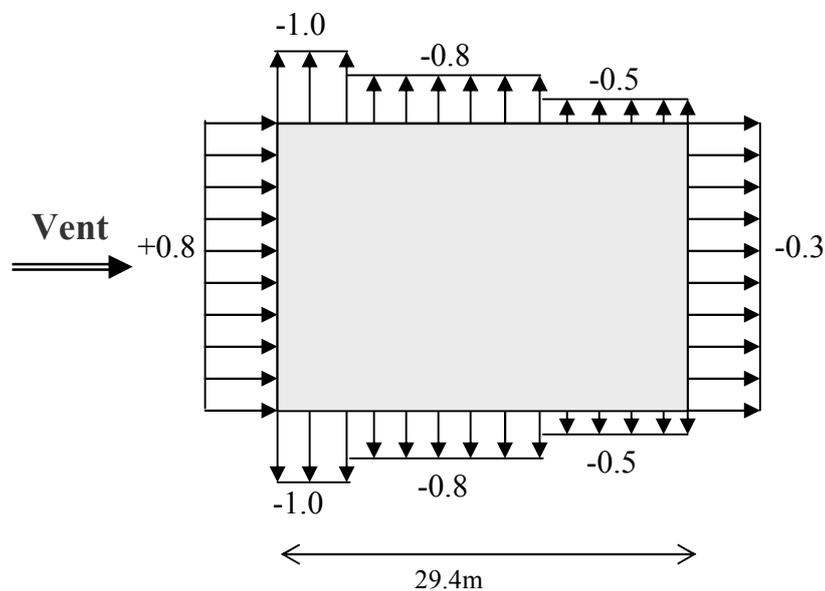


Fig IV.6 : Distribution de la pression extérieure.

b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du côté perpendiculaire au vent

$e = \text{Min} (29.1 ; 2 \cdot 29.99) = 29.1 \text{m.}$

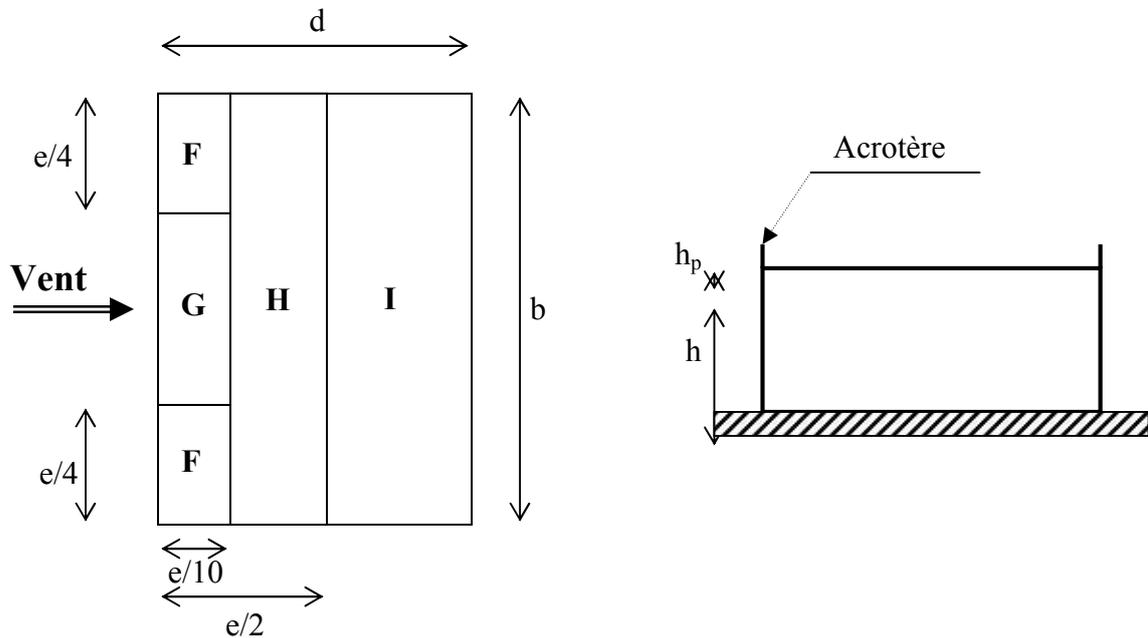


Tableau IV.4: coefficients de pression extérieure des toitures plates.

		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 1.5/24.99 = 0.06$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et $h_p/h=0,100$

On trouve :

Zone F : $C_{pe, 10} = -1.4$

Zone G : $C_{pe, 10} = -0.9$

Zone H : $C_{pe, 10} = -0,70$

Zone I : $C_{pe, 10} = \pm 0,2$

4) Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 P78).

5) Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} + C_{pi}$$

Alors on a les tableaux suivants:

Tableau IV.5:Coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=0.8$.

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Tableau IV.6 : coefficient de pression de vent avec $c_{pi}=-0.5$.

Zone	C _{pi}	C _{pe}	C _p
AA'	-0.5	-1.0	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.4	-0.9
G	-0.5	-0.9	-0.4
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	+0.2	0.7
		-0.2	0.3

6) Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RVN P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

A/ Parois

Sens-X :

Pour $C_{pi} = 0.8$:

Tableau IV.7 : Résultats de la pression due au vent.

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z2	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z3	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z4	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z5	D	0	0,93	584,625	0	0
	E	-1,1	0,93	584,625	-643,088	-598,0714
Z6	D	0	0,93	604.38	0	0
	E	-1,1	0,93	604.38	-664.81	-618,280
Z7	D	0	0,93	689,65	0	0
	E	-1,1	0,93	689,65	-758,615	-705,511
Z8	D	0	0,93	707.60	0	0
	E	-1,1	0,93	707.60	-778.36	-723,874
Z9	D	0	0,93	717.33	0	0
	E	-1.1	0.93	717.33	-789.063	733.828

Cpi = -0.5

Tableau IV.8 : Résultats de la pression due au vent

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z2	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z3	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z4	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z5	D	1,3	0,93	584,625	760,013	706,812
	E	0,2	0,93	584,625	116,925	108,740
Z6	D	1,3	0,93	604.38	785.69	730.69
	E	0,2	0,93	604.38	120.87	112.40
Z7	D	1,3	0,93	689.65	896.54	833.78
	E	0,2	0,93	689.65	137.93	128.27
Z8	D	1,3	0,93	707.60	919.88	855.48
	E	0,2	0,93	707.60	141.52	131.61
Z9	D	1,3	0,93	717.33	932.52	867.24
	E	0,2	0,93	717.33	143.46	133.41

Sens-Y:

Cpi = 0.8

Tableau IV.9: Résultats de la pression due au vent

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z2	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z3	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z4	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z5	D	0	0,95	584,625	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	584,625	-643,088	-610,933
Z6	D	0	0,95	604.38	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	604.38	-664.818	-631.577
Z7	D	0	0,95	689.65	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	689.65	-758.61	-720.67
Z8	D	0	0,95	707.60	0,000	0,000
	E	-1,1	0,95	707.60	-778.36	-739.442
Z9	D	0	0.95	717.33	0	0
	E	-1.1	0.95	717.33	789.06	749.60

Cpi = -0.5

Tableau IV.10: Résultats de la pression due au vent.

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z2	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z3	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z4	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z5	D	1,3	0,95	584,625	760,013	722,012
	E	0,2	0,95	584,625	116,925	111,079
Z6	D	1,3	0,95	604.38	785.69	46.40
	E	0,2	0,95	604.38	120.87	114.826
Z7	D	1,3	0,95	689.65	896.54	851.71
	E	0,2	0,95	689.65	137.93	130.52
Z8	D	1,3	0,95	707.60	919.88	873.88
	E	0,2	0,95	707.60	141.52	134.44
Z9	D	1,3	0,95	717.33	932.52	885.89
	E	0,2	0,95	717.33	143.46	136.28

B/ Toiture :

Sens x :

Cpi = 0.8

Tableau IV.11: Résultats de la pression due au vent.

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z2	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z3	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z4	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221
	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z5	F	-2,2	0,93	584,625	-1286,175	-1196,143
	G	-1,7	0,93	584,625	-993,863	-924,292
	H	-1,5	0,93	584,625	-876,938	-815,552
	I	-0,6	0,93	584,625	-350,775	-326,221

	I	-1	0,93	584,625	-584,625	-543,701
Z6	F	-2,2	0,93	604.38	-1329.63	-1236.55
	G	-1,7	0,93	604.38	-1027.44	-955.51
	H	-1,5	0,93	604.38	-906,57	-843.11
	I	-0,6	0,93	604.38	-362.62	-337.23
	I	-1	0,93	604.38	-604,38	-562.07
Z7	F	-2,2	0,93	689.65	-1517.23	-1411.02
	G	-1,7	0,93	689.65	-1172.4	-1090.33
	H	-1,5	0,93	689.65	-1034.47	-962.05
	I	-0,6	0,93	689.65	-413.79	-384.82
	I	-1	0,93	689.65	-689.65	-641.37
Z8	F	-2,2	0,93	707.60	-1556.72	-1447.74
	G	-1,7	0,93	707.60	-1202.92	-1118.71
	H	-1,5	0,93	707.60	-1061.4	-987.10
	I	-0,6	0,93	707.60	-424.56	-394.84
	I	-1	0,93	707.60	-707.60	-658.06
Z9	F	-2,2	0,93	717.33	-1578.12	-1467.65
	G	-1,7	0,93	717.33	-1219.46	-1134.09
	H	-1,5	0,93	717.33	-1075.99	-1000.67
	I	-0,6	0,93	717.33	-430.39	-400.26
	I	-1	0,93	717.33	-717.33	-667.11

Cpi = -0.5

Tableau IV.12: Résultats de la pression due au vent.

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,33113
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,4805
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,74025
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,590875

	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110375
Z2	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,33113
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,4805
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,74025
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,590875
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110375
Z3	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,33113
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,4805
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,74025
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,590875
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110375
Z4	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,33113
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,4805
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,74025
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,590875
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110375
Z5	F	-0,9	0,93	584,625	-526,1625	-489,33113
	G	-0,4	0,93	584,625	-233,85	-217,4805
	H	-0,2	0,93	584,625	-116,925	-108,74025
	I	0,7	0,93	584,625	409,2375	380,590875
	I	0,3	0,93	584,625	175,3875	163,110375
Z6	F	-0,9	0,93	604.38	-543.94	-505.86
	G	-0,4	0,93	604.38	-241.75	-224.82
	H	-0,2	0,93	604.38	-120.87	-112.4
	I	0,7	0,93	604.38	423.06	393.44
	I	0,3	0,93	604.38	181.31	168.61
Z7	F	-0,9	0,93	689.65	-620.68	-577.23
	G	-0,4	0,93	689.65	-275.86	-256.54
	H	-0,2	0,93	689.65	-137.93	-127.77
	I	0,7	0,93	689.65	482.75	448.95
	I	0,3	0,93	689.65	206.89	192.4
	F	-0,9	0,93	707.60	-636.84	-592.26

Z8	G	-0,4	0,93	707.60	-283.04	-263.22
	H	-0,2	0,93	707.60	-141.52	-131.61
	I	0,7	0,93	707.60	495.32	460.64
	I	0,3	0,93	707.60	212.28	197.42
Z9	F	-0,9	0,93	717.33	-645.59	-600.39
	G	-0,4	0,93	717.33	-286.93	-266.84
	H	-0,2	0,93	717.33	-143.46	-133.41
	I	0,7	0,93	717.33	502.13	466.98
	I	0,3	0,93	717.33	215.19	200.12

Sens-Y

cpi = 0.8

Tableau IV.13: Résultats de la pression due au vent.

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z2	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z3	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236

	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z4	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z5	F	-2,2	0,95	584,625	-1286,175	-1221,866
	G	-1,7	0,95	584,625	-993,863	-944,169
	H	-1,5	0,95	584,625	-876,938	-833,091
	I	-0,6	0,95	584,625	-350,775	-333,236
	I	-1	0,95	584,625	-584,625	-555,394
Z6	F	-2,2	0,95	604.38	-1329.63	-1263.14
	G	-1,7	0,95	604.38	-1027.44	-976.06
	H	-1,5	0,95	604.38	-906,57	-861.24
	I	-0,6	0,95	604.38	-362.62	-344.48
	I	-1	0,95	604.38	-604,38	-574.16
Z7	F	-2,2	0,95	689.65	-1517.23	-1441.36
	G	-1,7	0,95	689.65	-1172.4	-1113.78
	H	-1,5	0,95	689.65	-1034.47	-982.74
	I	-0,6	0,95	689.65	-413.79	-393.10
	I	-1	0,95	689.65	-689.65	-655.16
Z8	F	-2,2	0,95	707.60	-1556.72	-1478.88
	G	-1,7	0,95	707.60	-1202.92	-1142.77
	H	-1,5	0,95	707.60	-1061.4	-1008.33
	I	-0,6	0,95	707.60	-424.56	-403.33
	I	-1	0,95	707.60	-707.60	-672.22
Z9	F	-2,2	0,95	717.33	-1578.12	-1499.21
	G	-1,7	0,95	717.33	-1219.46	-1158.48
	H	-1,5	0,95	717.33	-1075.99	-1022.19
	I	-0,6	0,95	717.33	-430.39	-408.87
	I	-1	0,95	717.33	-717.33	-681.46

Cpi = -0.5

Tableau IV.14: Résultats de la pression due au vent.

Hauteur	Zone	cp	cd	qdyn	w	qj
Z1	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z2	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z3	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z4	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
Z5	F	-0,9	0,95	584,625	-526,163	-499,854
	G	-0,4	0,95	584,625	-233,850	-222,158
	H	-0,2	0,95	584,625	-116,925	-111,079
	I	0,7	0,95	584,625	409,238	388,776
	I	0,3	0,95	584,625	175,388	166,618
	F	-0,9	0,95	604.38	-241.75	-229.37
	G	-0,4	0,95	604.38	-120.87	-114.82

Z6	H	-0,2	0,95	604.38	423.06	-401.9
	I	0,7	0,95	604.38	181.31	172.24
	I	0,3	0,95	604.38	-620.68	589.64
Z7	F	-0,9	0,95	689.65	-275.86	-262.06
	G	-0,4	0,95	689.65	-137.93	-131.03
	H	-0,2	0,95	689.65	482.75	-458.61
	I	0,7	0,95	689.65	206.89	196.54
	I	0,3	0,95	689.65	-636.84	604.99
Z8	F	-0,9	0,95	707.60	-283.04	-268.88
	G	-0,4	0,95	707.60	-141.52	-134.44
	H	-0,2	0,95	707.60	495.32	-470.55
	I	0,7	0,95	707.60	212.28	201.66
	I	0,3	0,95	707.60	-241.75	229.66
Z9	F	-0,9	0,95	717.33	-645.59	-613.31
	G	-0,4	0,95	717.33	-286.93	-272.58
	H	-0,2	0,95	717.33	-143.46	-136.28
	I	0,7	0,95	717.33	502.13	477.02
	I	0,3	0,95	717.33	215.19	204.43

7- Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifié, ou b la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens-x:

b = 29.1 m; d = 13.8 m; h = 24.99 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{13.8}{29.1} = 0.47 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{13.8}{24.99} = 0.56 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Sens-y:

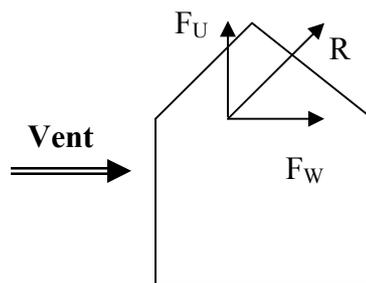
b = 13.8 m; d = 29.1 m; h = 24.99m.

$$\frac{d}{b} = \frac{29.1}{13.8} = 2.10 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{29.1}{24.99} = 1.16 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

8- Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum F_{frj}$$

\sum : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : Aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : Forces de frottement.

- L'ensemble des résultats est porté dans les tableaux suivants :

Sens-X :

Tableau IV.15: Résultats de la force résultante.

Hauteur	cp	S(xx)	Cp = 0.8		Cp = -0.5	
			Qjx	R(x)	Qjx	R(x)
1.79	-1,1	103.88	-598,071	-62079.76	108,740	11295.91
5.1	-1,1	89.04	-598,071	-53252.24	108,740	9682.20
8.16	-1,1	89.04	-598,071	-53252.24	108,740	9682.20
11.22	-1,1	89.04	-598,071	-53252.24	108,740	9682.20
14.28	-1,1	89.04	-598,071	-53252.24	108,740	9682.20
17.34	-1,1	89.04	-618,280	-55051.6	112,716	10036.23
20.4	-1,1	89.04	-705,511	-62818.69	120,110	10694.59
23.46	-1,1	89.04	-723.874	-64453.74	127,573	11350.09
25.74	-2,4	43.65	-1467.65	-64062.9	-600.39	-26190
	-1,9	43.65	-1134.09	-49503.02	-266.84	-11647.56
	-1,5	43.65	-1000.67	-43679.24	-133.41	-5823.34
				-614731.17		125766.5

Sens-Y :

Tableau IV.16: Résultats de la force résultante.

Hauteur	cp	S(yy)	Cp = 0.8		Cp = -0.5	
			Qjy	R(y)	Qjy	R(y)
1.79	-1,1	49.26	-610,933	-30094.5	111,079	5471.75
5.1	-1,1	42.22	-610,933	-25793.59	111,079	4689.75
8.16	-1,1	42.22	-610,933	-25793.59	111,079	4689.75
11.22	-1,1	42.22	-610,933	-25793.59	111,079	4689.75
14.28	-1,1	42.22	-610,933	-25793.59	111,079	4689.75
17.34	-1,1	42.22	-631.577	-26665.18	114.862	4849.47
20.4	-1,1	42.22	-720.67	-30426.6	130.52	5510.55
23.46	-1,1	42.22	739.442	-31219.24	134.44	5676.05
25.74	-2,4	20.7	-1499.21	-31033.64	-613.31	-12695.5
	-1,9	20.7	-1158.48	-23980.53	-272.58	-5642.4
	-1,5	20.7	-1022.19	-21159.33	-136.28	-2820.99
				297753.38	61425.71	

II- ETUDE SISMIQUE

1.Introduction :

L'actualité montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectant notablement l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

3. Calcul dynamique du bâtiment: selon R.P.A.99V2003 (4.1.1) P25.

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

a- Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Remarque :

Pour l'étude de notre projet, selon l'article (4.1.2.a) RPA99/version 2003 page 25 la méthode statique équivalente est applicable car :

- La structure est implantée en Zone IIa, et elle ne dépasse pas 65m de hauteur.
- Elle est régulière en élévation et en plan.

a.1- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

a.2- Données de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment :

- A usage multiple, implanté dans la wilaya de Batna (*Zone IIa*).
- Ayant une hauteur totale de 24.48 m, il sera classé au groupe d'usage 2.
- La catégorie du site est **S2** (site ferme).

a.3- Calcul de la force sismique totale : selon RPA99v2003 (Art 4.2.3) P 26

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$\text{Donné par : } D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^2 \left(\frac{3.0}{T}\right)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site.

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

➤ **Dans notre cas :**

$$\zeta=7\% \Rightarrow \eta = 0,882 > 0,7$$

A = 0.15 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 5 (structure mixte avec interaction portique-voile, tableau 4.3 RPA99/version2003).

T1 = 0.15 (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

T2 = 0.40 (site S2).

Q = 1.15 (tableau 4.4 RPA99/v 2003).

a.4- Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) P 33 :

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 de l'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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

4. Modélisation de la structure initiale (sans voiles):

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

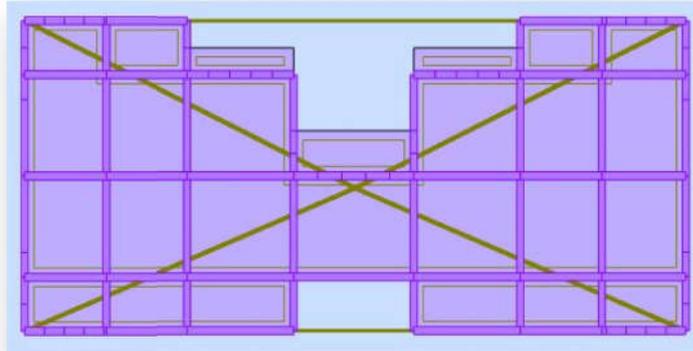


Fig IV.1 : vue en plan de la structure initiale (sans voiles).

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

4.1. Description du logiciel ROBOT 2018 :

Robot est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures, il permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

4.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutre-poteau) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre ferme à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques (shell) à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

4.3. Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité bQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $b = 0,2$) correspondant à la surcharge d’exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l’acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres concernées.

✓ **Remarque :** Dans ce qui suit on désigne par :

Rel.mas.UX, UY(%) = Masses cumulées dans le sens considéré.

Cur.mas.UX,UY(%) = Masses modales dans le sens considéré.

Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
1,01	0,00	82,76	0,00	82,76
0,91	7,39	83,05	7,39	0,29
0,89	83,36	83,07	75,97	0,02
0,33	83,36	93,04	0,00	9,96
0,29	84,62	93,07	1,26	0,03
0,29	92,99	93,07	8,37	0,00
0,19	92,99	96,54	0,00	3,47
0,17	94,08	96,55	1,09	0,01
0,16	96,32	96,55	2,24	0,00
0,14	96,68	96,58	0,36	0,03

Fig IV.2 : Périodes et facteurs de participation modaux.

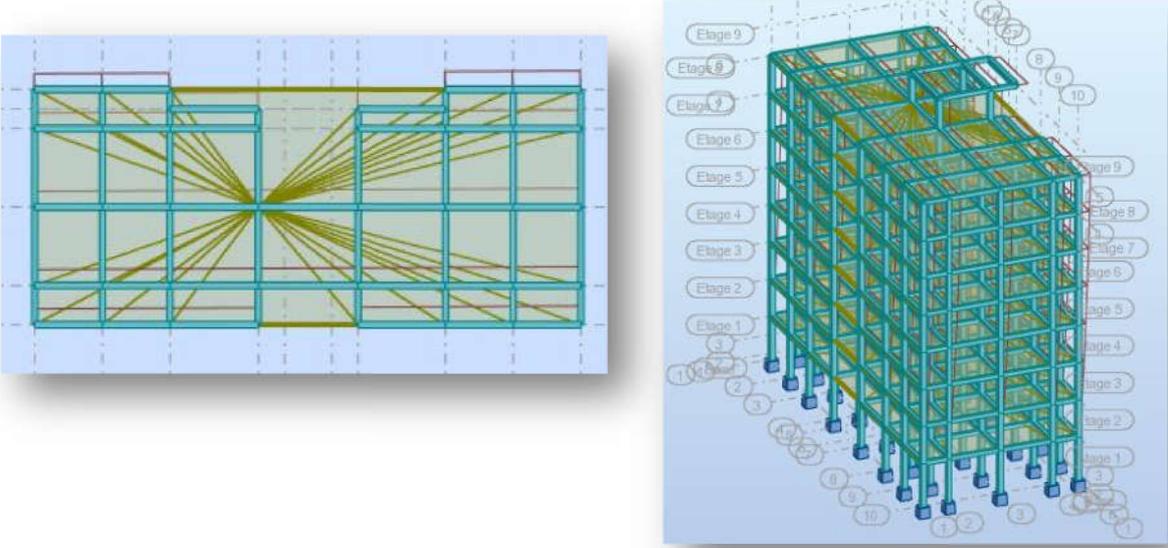


Fig IV.3 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 1.01sec).

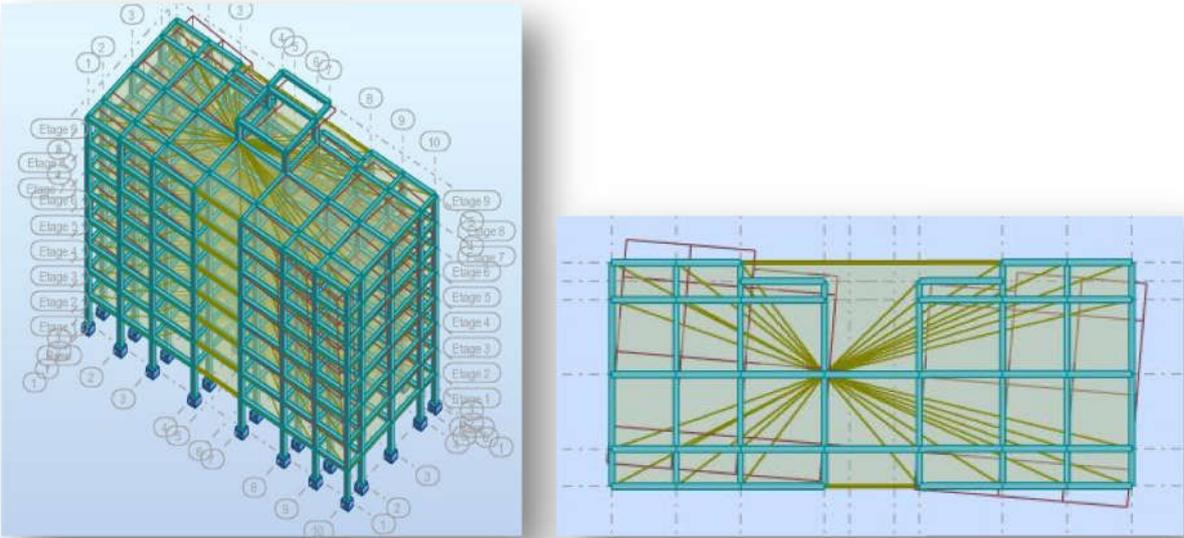


Fig IV.3 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.91sec).

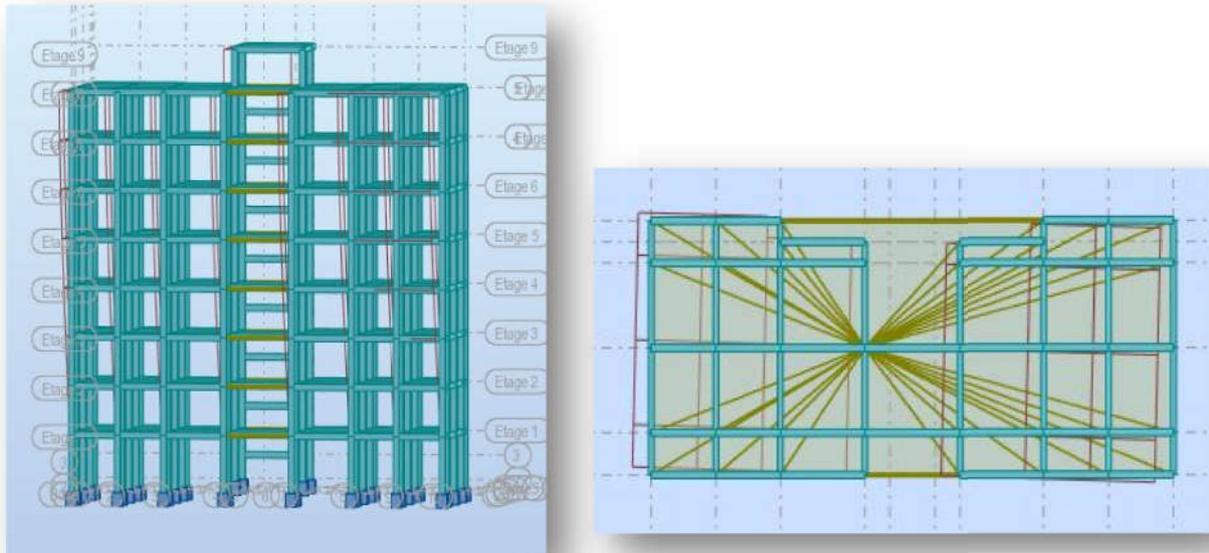


Fig IV.3 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.89sec).

❖ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit.

- Il faut 6 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
- Le premier mode (T = 1.01 sec) est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_y = 82.76\%$.
- Le deuxième mode (T = 0,91 sec) est un mode de torsion avec $U_x = 7.39\%$ $U_y = 0.29\%$.
- Le troisième mode (T = 1.13 sec) est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x = 75.97\%$.

Nous **concluons** alors, que la conception de la structure est **mauvaise**, et il faut alors revoir le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs et découplés dans les premiers modes qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

5. Conception et analyse de la nouvelle structure (avec voiles) :

Suite à l’analyse de la structure initiale (sans voiles), plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal. Nous présenterons dans ce qui suivra trois (02) propositions parmi plusieurs autres.

5.1. Première proposition :

Le premier système de contreventement se présente comme suit :

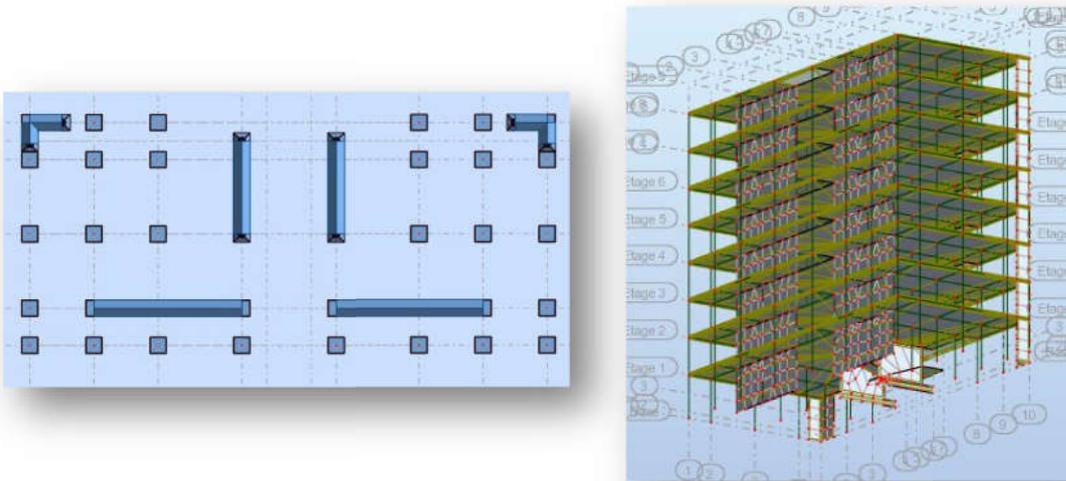


Fig IV.4 : Vue en plan et en élévation de la 1^{ère} proposition.

Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
0,57	12,02	0,06	12,02	0,06
0,42	12,03	78,13	0,01	78,07
0,20	74,86	78,13	62,83	0,00
0,18	83,91	78,14	9,05	0,01
0,14	83,92	88,81	0,00	10,67
0,13	84,10	88,83	0,18	0,01
0,10	84,10	89,76	0,00	0,93
0,10	84,63	89,76	0,53	0,00
0,09	84,85	89,77	0,22	0,01
0,08	84,85	93,08	0,00	3,31

Fig IV.5 : Périodes et coefficients de participation modaux :

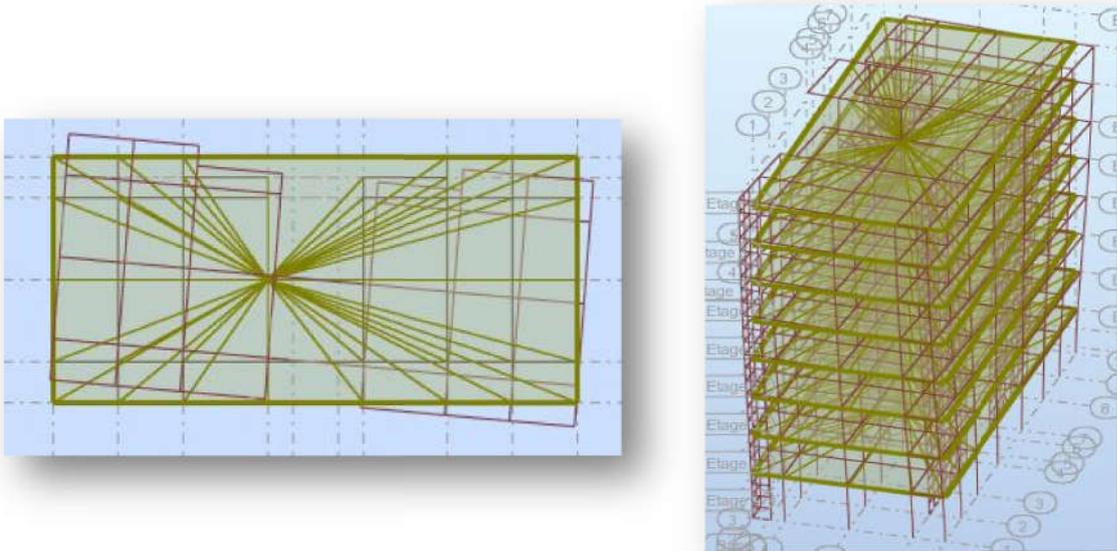


Fig IV.6 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.57sec).

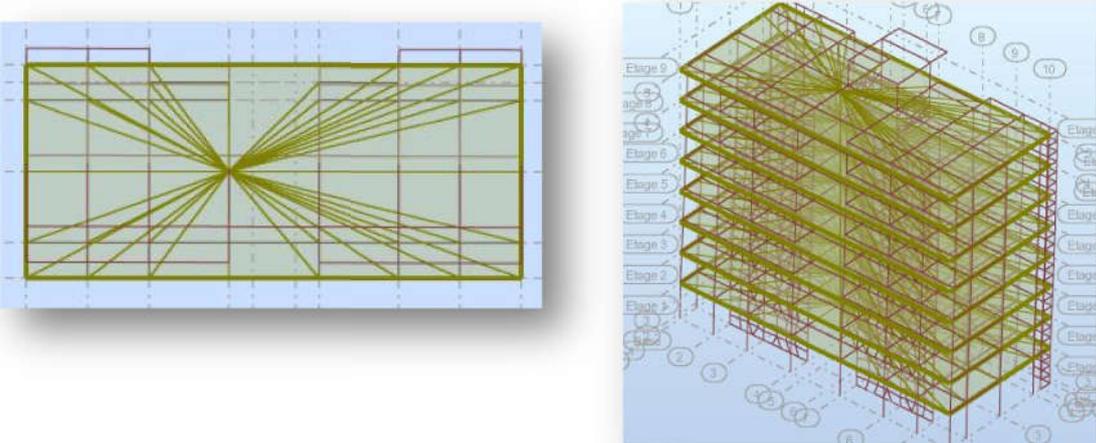


Fig IV.7 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.42sec).

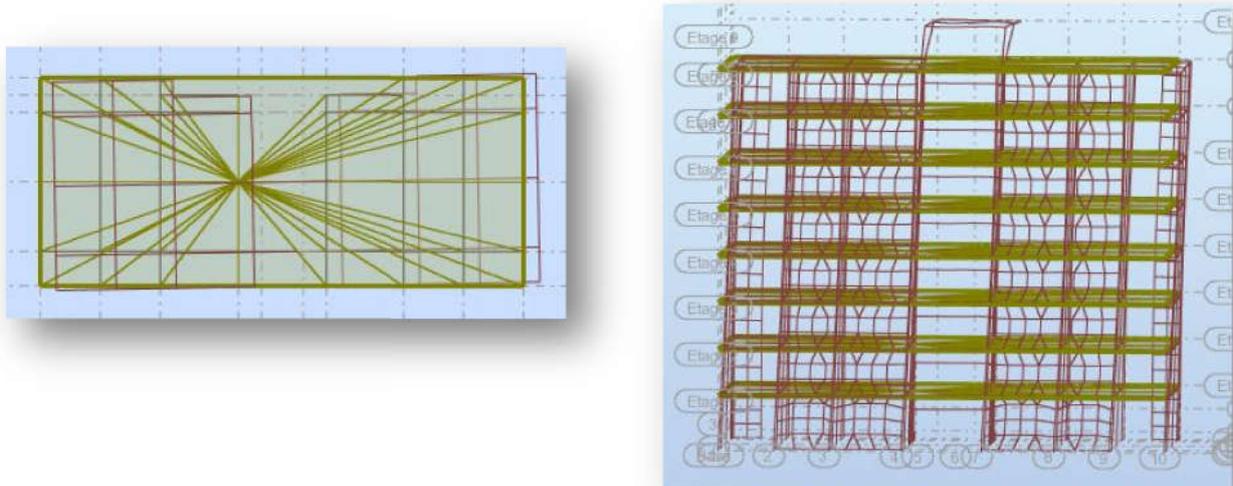


Fig IV.8 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.20sec).

❖ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la nouvelle structure nous permet de dire ce qui suit.

- Il faut plus que 10 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
- Le premier mode (T = 0.57 sec) est un mode de torsion.
- Le deuxième mode (T = 0.42 sec) est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_x = 0.01\%$ $U_y = 78.07\%$.
- Le troisième mode (T = 0.20 sec) est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x = 62.83\%$ $U_y = 0\%$.

5.2 Deuxième proposition :

Le deuxième système de contreventement se présente comme suit :

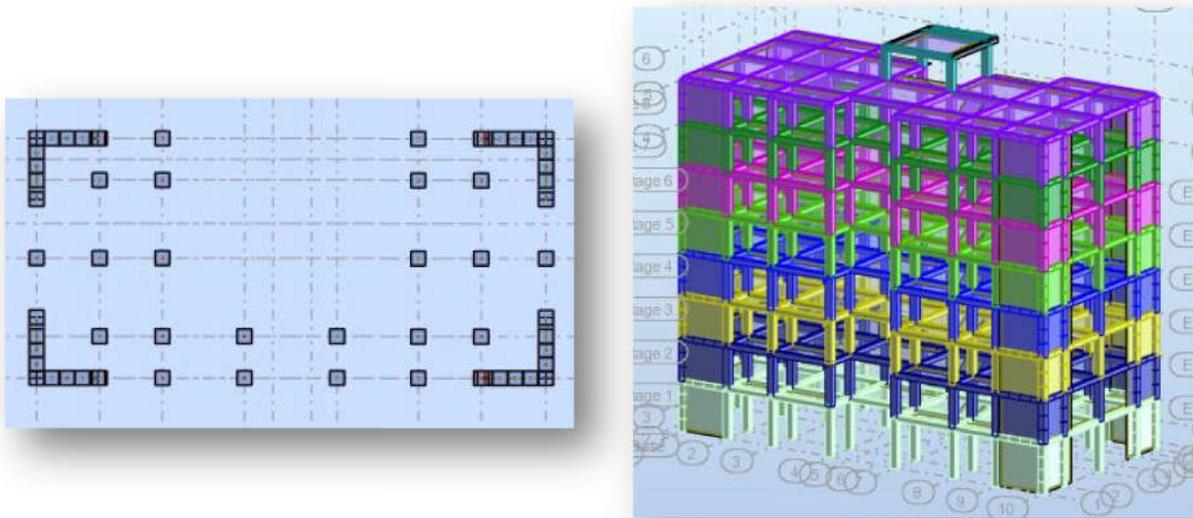


Fig IV.9 : Vue en plan et en élévation de la 1^{ème} proposition.

Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
0,58	0,00	69,96	0,00	69,96
0,49	71,09	69,96	71,09	0,00
0,37	71,09	69,96	0,00	0,00
0,14	71,09	85,98	0,00	16,01
0,13	85,59	85,98	14,50	0,00
0,11	85,59	89,46	0,00	3,48
0,11	89,00	89,46	3,41	0,00
0,09	90,38	89,46	1,38	0,00
0,08	90,42	89,46	0,03	0,00
0,06	90,42	95,19	0,00	5,73

Fig IV.10 : Périodes et coefficients de participation modaux :

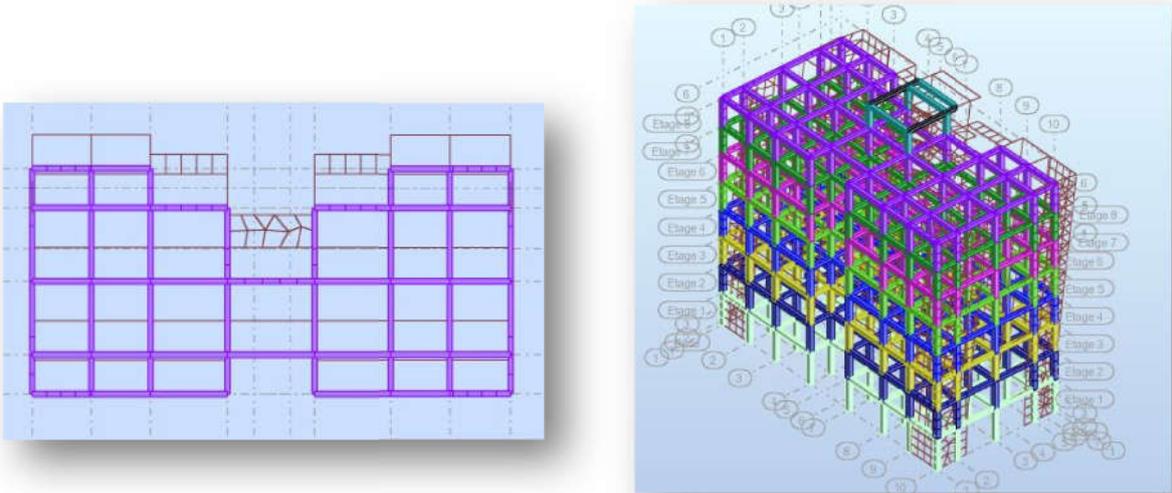


Fig IV.11 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.58sec).

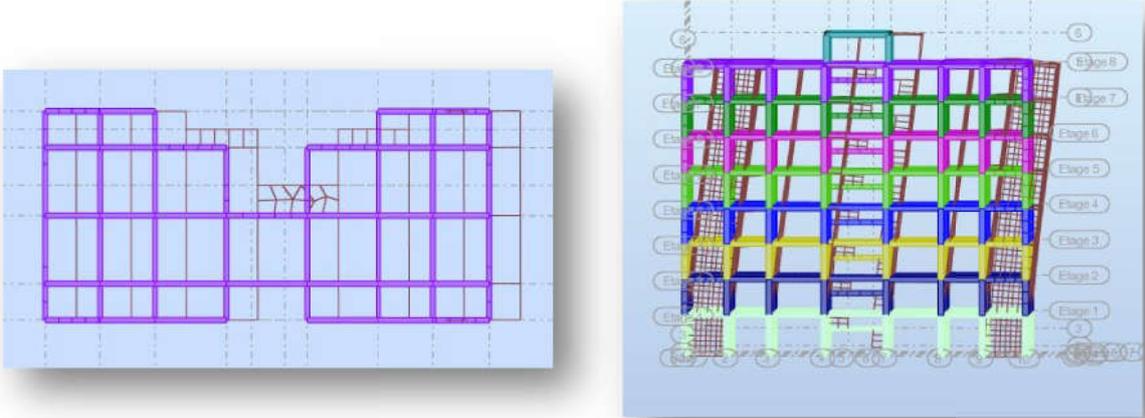


Fig IV.12 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.49sec).

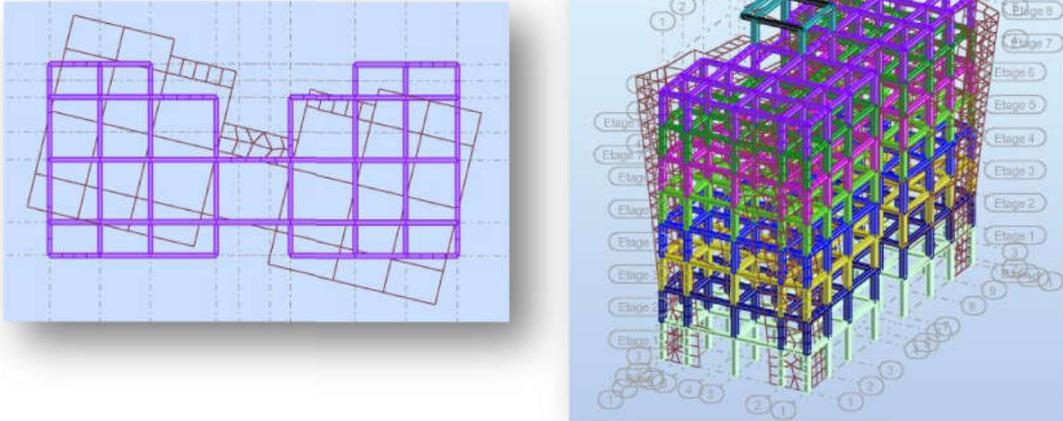


Fig IV.13 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.37sec).

❖ **Interprétation des résultats :**

- Il faut 10 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
- Le premier mode (T = 0.58 sec) est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_x = 0\%$ $U_y = 69.96\%$.
- Le deuxième mode (T = 0.49sec) est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x = 71.09\%$ $U_y = 0\%$.
- Le troisième mode (T = 0.37 sec) est un mode de torsion, avec $U_x = 0\%$ $U_y = 0\%$.

➤ **Vérification de la période :**

D'après RPA99/V2003 article 4.2.4 page 30, la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003 page 30.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens longitudinal :**

$$H_N = 24.48 \text{ m}, \quad d = 29.10, \quad C_T = 0,05$$

$$T_e = 0,05 \times (24.48^{\frac{3}{4}}) = 0.55 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{29.10}} = 0,40 \text{ sec}$$

Alors : $T = \min (0,55 \text{ s}, 0,40 \text{ s})$

Donc : **$T = 0,40 \text{ s}$**

- **Pour le sens transversal**

$$H_N = 24.48 \text{ m et } d = 13.80 \text{ m}, \quad C_T = 0.05$$

$$T_e = 0,05 \times (24.48^{\frac{3}{4}}) = 0.55 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{13.8}} = 0,59 \text{ sec}$$

$$T = \min (0,55 \text{ s}; 0,59 \text{ s})$$

Donc **$T = 0,55 \text{ s}$**

Nous avons :

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.55 = 0.72 \geq T_{\text{dyn},y} = 0.58 \text{ sec.}$$

C.V

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.40 = 0.52 \geq T_{\text{dyn},x} = 0.49 \text{ sec.}$$



- ❖ **Conclusion :**

Parmi les **deux** propositions de conception précédentes, nous retenons alors pour la suite des calculs **la deuxième** proposition qui donne des modes et de formes propres satisfaisants.

6. Calcul de l'action sismique :**6.1. Vérification du système de contreventement :**

On a proposé un système de contreventement mixte et d'après RPA99/V2003 article 3.4.A page 21 les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations due aux charges horizontales.

- **Sollicitation due aux charges verticales :**

- ✓ Les sollicitations verticales totales de la structure : 3205.73t

- ✓ Les sollicitations verticales totales de voile : 1227.88t

$$\text{Donc : } \frac{F_{z\text{voiles}}}{F_{\text{total}}} = \frac{1227.88}{3205.73} = 0.38 = 38 \% < 20 \text{ C.N.V}$$

D'après ce résultat, la structure n'est pas assurée par un contreventement mixte (poteaux – voiles) comme il été estimé, donc on propose un deuxième système de contreventement.

D'après RPA99V2003 article 3.4.A page 21 ***Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé*** : il est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- ❖ **Vérification :**

- **Sollicitation due aux charges verticales :**

- ✓ Les sollicitations verticales totales de la structure : 3205.73t

- ✓ Les sollicitations verticales totales de voile : 1227.88t

$$\text{Donc : } \frac{F_{z\text{voiles}}}{F_{\text{total}}} = \frac{1227.88}{3205.73} = 0.38 = 38 \% > 20 \text{ C.V}$$

On adopte :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6): page 35

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée

par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\zeta=7\% \Rightarrow \eta = \mathbf{0,882} > \mathbf{0,7}$$

$A = 0.15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).

$R = 3.5$ (voiles porteurs, tableau 4.3 RPA99/version2003).

$T_1 = 0.15$ (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

$T_2 = 0.40$ (site S2).

$Q = 1.15$ (tableau 4.4 RPA99/v 2003).

- **Pour le sens longitudinal :**

$T = \mathbf{0,40 s}$

$T_2 (S_2)=0,4s$ $T_2 \leq T \leq 3s$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,40}\right)^{2/3}$$

Soit : $D_x = \mathbf{2.20}$

- **Pour le sens transversal :**

$T = \mathbf{0,55 s}$

$T_2 (S_2)=0,4s$ $T_2 \leq T \leq 3s$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,55}\right)^{2/3}$$

Soit: $D_y = \mathbf{1.78}$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment multipel $\beta = 0.20$.

$$W(t) = 3205,73t$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

- **Effort tranchant a la base dans le sens x :**

$$V_x (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 0.15 \times 2.04 \times 1.15 \times 3205.73 / 3.5 = 322.31 \text{ t}$$

- **Effort tranchant a la base dans le sens y :**

$$V_y (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 0.15 \times 1.78 \times 1.15 \times 3205.73 / 3.5 = 281.23 \text{ t}$$

- $V_x (\text{dyn}) = 279,10 \text{ t}$
- $V_y (\text{dyn}) = 248,86 \text{ t}$

❖ **Vérification :**

$$V_{dy} / V_{st} \geq 0.80$$

a) Sens longitudinal :

$$279.10 / 322.31 = 0.86 > 0.80 \text{ C.V}$$

b) sens transversal :

$$248.86 / 281.23 = 0.88 > 0.80 \text{ C.V}$$

6.3. L'excentricité :

A- L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Avec:

e_x : excentricité théorique suivent x.

e_y : excentricité théorique suivent y.

Tableau IV.17: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Etage	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	W (t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
RDC	417.76	14.5	6.66	14.6	6.96	0.01	0.3
1	395.40	14.5	6.66	14.6	6.95	0.01	0.3
2	395.40	14.5	6.66	14.6	6.95	0.01	0.3
3	395.40	14.5	6.66	14.6	6.95	0.01	0.3
4	395.40	14.5	6.66	14.6	6.95	0.01	0.3
5	395.40	14.5	6.66	14.6	6.95	0.01	0.3
6	395.40	14.5	6.66	14.6	6.95	0.01	0.3
7	378.41	14.5	6.66	14.6	6.95	0.01	0.3
Somme	2952.57						

B/ L'excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 page 35 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$e_x \text{ totale} = e_x \text{ théorique} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_y \text{ totale} = e_y \text{ théorique} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 29,1\text{m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1.45\text{m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 13.8\text{m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0,69\text{m}$$

6.4. Vérification les déplacements :**Calcul des déplacements relatifs horizontaux**

D'après l'article 4.4.3 du RPA99/v 2003 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck} \quad -$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i -

R : coefficient de comportement = 3.5 -

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à -

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

TableauIV.18 : Déplacements absolus pour sens longitudinal.

Etage	δ_k [cm] $= R \cdot \delta_{ck}$	Δ_{Kx} [cm]	Hi	1%hi	Observation
RDC	0,2	0,2	3.57	0.0357	vérifie
1	0,6	0,3	3.06	0.0306	vérifie
2	1,0	0,4	3.06	0.0306	vérifie
3	1,5	0,5	3.06	0.0306	vérifie
4	2,0	0,5	3.06	0.0306	vérifie
5	2,5	0,5	3.06	0.0306	vérifie
6	3,0	0,5	3.06	0.0306	vérifie
7	3,5	0,5	3.06	0.0306	vérifie

Tableau IV.19 : Déplacements absolus pour sens transversal

Etage	δ_k [cm] $= R \cdot \delta_{ck}$	Δ_{Kx} [cm]	Hi	1%hi	condition
RDC	0,2	0,2	3.57	0.0357	vérifie
1	0,7	0,4	3.06	0.0306	vérifie
2	1,2	0,5	3.06	0.0306	vérifie
3	1,8	0,6	3.06	0.0306	vérifie
4	2,5	0,7	3.06	0.0306	vérifie
5	3,2	0,7	3.06	0.0306	vérifie
6	3,8	0,7	3.06	0.0306	vérifie
7	4,5	0,6	3.06	0.0306	vérifie

Donc :

✓ $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

6.5. Justification de l'effet P.Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition

Suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003 page 37**

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k :

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.

Tableau IV.20 : Vérification de l'effet P- Δ sens longitudinal.

Niveau	W _i (T)	P _k (t)	Δ_k (m)	V _x	h _k (m)	Θ	<0.1
7	378.41	378.41	0,002	71,49	3.06	0,003	vérifie
6	395,40	773.81	0,003	128,62	3.06	0,005	vérifie
5	395,40	1169.21	0,004	172,94	3.06	0,008	vérifie
4	395,40	1564.61	0,005	207,70	3.06	0,012	vérifie
3	395,40	1960.01	0,005	235,73	3.06	0,013	vérifie
2	395,40	2355.41	0,005	257,70	3.06	0,014	vérifie
1	395,40	2750.81	0,005	272,39	3.06	0,015	vérifie
RDC	417.76	3168.5	0,005	279,10	3.57	0,015	vérifie

Tableau IV.21 : Vérification de l'effet P- Δ sens transversal.

Niveau	W _i (T)	p _k (T)	Δ_k (m)	V _y	h _k (m)	Θ	<0.1
7	378.41	378.41	0,002	67,10	3.06	0,003	vérifie
6	395,40	773.81	0,004	116,31	3.06	0,008	vérifie
5	395,40	1169.21	0,005	153,70	3.06	0,012	vérifie
4	395,40	1564.61	0,006	184,62	3.06	0,016	vérifie
3	395,40	1960.01	0,007	209,26	3.06	0,021	vérifie
2	395,40	2355.41	0,007	227,85	3.06	0,023	vérifie
1	395,40	2750.81	0,007	241,55	3.06	0,026	vérifie
RDC	417.76	3168.57	0,006	248,86	3.57	0,021	vérifie

- **Remarque :**

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être **négligé** pour les deux sens.

6.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$M_s / M_r \geq 1,5$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$M_r = \sum F_i \times h_i$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$M_s = W \times L/2$

W : le poids total de la structure.

- Sens longitudinal :

$M_s = 3168.57 \times 29.10 / 2 = 46102.6 \text{ t.m}$

Tableau IV.22 Résultats du moment de renversement (sens-X).

Niveau	F_x (T)	F_i (T)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (T.m)
1	279,10	6.71	3.57	23.95
2	272,39	14.69	6.63	97.39
3	257,70	21.97	9.69	212.88
4	235,73	28.03	12.24	343.08
5	207,70	34.76	15.81	549.55
6	172,94	44.32	18.87	836.31
7	128,62	57.13	21.93	1252.86
8	71,49	71,49	24.99	1786.53
MRx				5102.55

❖ Vérification :

$M_s/M_{Rx} = 9.03 > 1,5 \dots \dots \dots \text{C.V}$

- Sens transversal :

$M_s = 3168.57 \times 13.8/2 = 21863.13 \text{ t.m}$

Tableau IV.23 : Résultats du moment de renversement (sens-Y).

Niveau	F_i (T)	$F_i(T)$	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (T.m)
1	248,86	7.31	3.57	26.09
2	241,55	13.7	6.63	90.83
3	227,85	18.24	9.69	176.74
4	209,26	25	12.24	306
5	184,62	30.92	15.81	488.84
6	153,70	37.39	18.87	705.5
7	116,31	49.21	21.93	1079.17
8	67,10	67.10	24.99	1676.8
MRy				4549.97

❖ Vérification:

$$M_s/M_{Ry} = 4.8 > 1.5 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

• Remarque :

D'après RPA90/V 2003 article 2.5.2 page 14, La disposition des joints de dilatationsont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes (**cas de notre bâtiment 29.4m**). Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement et **ce n'est pas notre cas**.

Donc on doit calculer **l'effet de température** :

D'après CBA93 article A.3.1.3.3.

$$\Delta = \alpha \cdot L \cdot \Delta t$$

Avec : $\Delta t = t_2 - t_1 = 45 - 25 = 20 \text{ C}^\circ$ (cas du proche et du moyen sud).

$\alpha = 10^{-5}$ = coefficient de dilatation du béton armé.

$$\Delta = 10^{-5} \times 29.4 \times 20 = 0.0735 \text{ m.}$$

Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

1- Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le **BAEL91 mod99** et le règlement parasismique algérien **RPA99 v2003**, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

1.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

1.1.Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

- Selon BAEL 91 : Page 100.

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$

- **Selon le R.P.A 99** : Situation accidentelle (Article 5.2)

G+Q+E..... (2)

0.8G+E..... (3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

1) N_{\max} ; M_{corr}

2) M_{\max} ; N_{corr}

3) N_{\min} ; M_{corr}

Avec : **corr** = **correspondant**.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

1.2.Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

***Leur pourcentage minimal sera de :**

$A_{\min} = 0,8 \% b$ en Zone II.

***Leur pourcentage maximal :**

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

*Le diamètre minimum est de 12mm

*La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40 en zone II

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II.

Tableau V.2 : Résultats recommandés par le RPA.

Section des poteaux (cm2)	A _s min RPA (cm2)	A _s max RPA Zone courante (cm)	A _s max RPA Zone de recouvrement
50×45	18	90	135

Tableau V.3 : Les efforts internes des poteaux.

ELU		G + Q + E		0,8G + E		ELS	
N _{max} (t)	M _{COR} (t)	M _{MAX} (t)	N _{cor} (t)	N _{min} (t)	M _{cor} (t)	N _{max} (t)	M _{COR} (t)
218.53	6.07	8.05	8	1.28	0.4	158.30	4.36

✓ **1^{er} cas E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

e₁ : excentricité dite du premier ordre e₀ de la résultante des contraintes normales ;y

compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués. $e_a = \max (2\text{cm} , L/250) = \max (2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$

$e_1 = 2.02 \text{ cm}$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

- On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

Avec : Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 14.8 < 50$$

L_f = longueur de flambement donné par : $l_f = 0.7 \times h_e = 2.14\text{m}$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.82$$

Lorsque : $L_f/h \leq \max(15 ; 20 \frac{e_{\perp}}{h})$.

Avec : h : la hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\max\left(15 ; \frac{20e_1}{h}\right) = \max\left(15 ; \frac{20 \times 2.02}{50}\right) = \max(15 ; 0.8)$$

$$l_f / h = 2.14 / 0.5 = 4.2 < \max(15, 0.8) \quad \text{C.V}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.5} (2 + 0.82 \times 2) = 0.01 \text{ m} = 1\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.02 + 1 = 3.02\text{cm}$$

Tableau V.4 : Résultats de l'excentricité cas ELU.

	e_0	ea	e_1	e_2	$e \text{ (cm)}$
excentricité	0.02	2	2.02	1	3.02

D'après :BAEL83 page 108 :

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tableau V.5 : Résultats des calculs ELU.

$M_{\text{corrigé}}$	A (t.m)	B (t.m)	Mua (t.m)
6.55	40.73	37.16	50.2

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

Détermination des armatures à la **flexion simple** :

$$\mu = \frac{Mua}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.388 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A' = 0$

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_l)$$

$$A_f = \frac{Mua}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

Détermination des armatures à la **flexion composée**:

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau V.6 : Résultats du ferrailage a ELU.

α	β	$A_f(\text{cm}^2)$	A
0.65	0.74	43.37	-19.43

Le ferrailage est négatif donc ($A=0$, $A'=0$) mais on doit prendre une valeur au moins égal à la plus grande des deux limites suivantes :

D'après **BAEL83 page 111**

$$A_{\min}^u = \left[\frac{4(b+h)^2}{100}; \frac{0.2 \times bh}{100} \right]$$

$$A_{\min}^u = \left[\frac{4(45+50)^2}{100}; \frac{0.2 \times 45 \times 50}{100} \right] \rightarrow A_{\min}^u \leq [7.6; 4.5\text{cm}^2]$$

Soit : $A^u = 7.6\text{cm}^2$

✓ **2^{eme} cas G+Q+ E : (Situation accidentelle)**

$$M_{\max} = 8.05 \text{ t} ; N_{\text{corr}} = 8 \text{ t}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$e = e_1 + e_2$$

Tableau V.7 : Résultats de l'excentricité cas G+Q+E.

e_0	ea	e1	e2	e
1	2	3	1	4

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 18.496 \text{ t.m}$$

Tableau V.8 : Résultats des calculs cas G+Q+E.

$M_{\text{corrigé}}$	A (T.m)	B (T.m)	Ma (t.m)
13.1897	53.07	-1.4	4.6

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.027 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A' = 0$

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

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

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau V.9 : Résultats du ferrailage cas G+Q+E.

μ	α	β	A_f	$A(\text{cm}^2)$
0.027	0.03	0.98	2.6	2.59

✓ 3^{ème} cas 0,8G+E :

$$N_{min} = 1.28 t ; M_{corr} = 0.4 t$$

Tableau V.10 : Résultats de l'excentricité cas 0.8G+E.

e0	ea	e1	e2	e (cm)
0.31	2	2.31	1	3.31

$$M_{corrigé} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tableau V.11 : Résultats des calculs cas 0.8G+E.

$M_{corrigé}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Ma (t.m)
1.32	40.73	-0.88	1.4

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

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

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

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau V.12 : Résultats du ferrailage 0.8G+E.

μ	α	β	A_f	A
0.008	0.01	0.99	0.78	0.77

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2 P22**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4.36}{158.3} = 0.02 \text{ m}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 45 \times 45 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{0.02 - 0.455 \times 45}{0.02 - 0.185 \times 45} \right] = 7.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = -5.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}) = 18 \text{ cm}^2$$

Soit: $A = 18.73 = 4 \text{ T } 20 + 4 \text{ T } 14$

-Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}).

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.02 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.08 \text{ m}$$

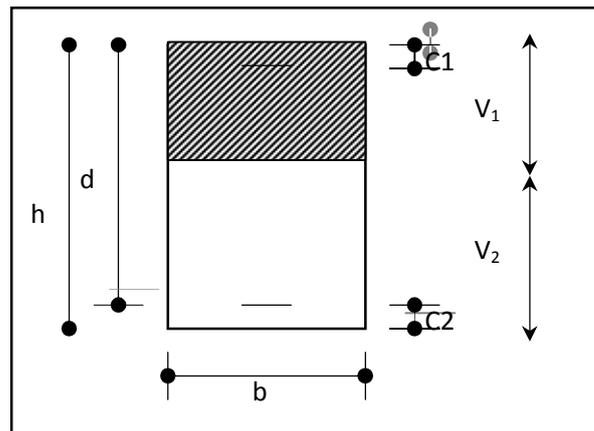


Fig VI.1: section du Poteau.

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons les notions suivantes : **BAEL83 page 249**

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 45 \times 50 + 15(18.73) = 2530.9 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{A_{adopté}}{2} = \frac{18.73}{2} = 9.36 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_1 c_1 + A_2 d) \right] = \frac{1}{2530.9} \left[\frac{45 \times 50^2}{2} + 15(9.36 \times 5 + 9.36 \times 45) \right]$$

$$V_1 = 25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I = \frac{45}{3} (25^3 + 25^3) + 15(9.36 \times (25 - 5)^2 + 9.36 \times (25 - 5)^2) = 581070 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_G}{I}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 43600 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{1853000}{100 \times 2530.9} = 7.32 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{43600}{581070} = 0.075$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 7.32 + 0.075 \times 25 = 9.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = \sigma_s^1 = 15[7.32 + 0.075(25 - 5)] = 132.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_2)] = \sigma_s^2 = 15[7.32 - 0.075(45 - 25)] = 87.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 132.3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s^2 = 87.3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

✓ **Armatures transversales :**

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q + E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 66.8 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

Tableau V.13: Résumé des efforts tranchants.

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
66.8	0.45	0.45	0.32	3.333333333	CV

Calcul armature transversal:

- **RPA99(VER2003) : Art 7.4.2.2**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

S : est l'espace des armatures transversales

– La zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$ (Zone II).

– La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ En prend 15 cm dans la zone courante.

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation. l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.5 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = 3.4 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V}{h \times f_e} S_t$$

Tableau V.14 : Résumé des résultats d'espace.

ρ_0	V	h	f_e	S_t	$A_t(\text{cm}^2)$
3.75	66.8	0.5	400	15	1.9

$A_t = 1.9 \text{ cm}^2$ soit : 4 cadres de $\phi 10$ / $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$.

▪ **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm}^2$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$.

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 55) \rightarrow$ Condition Vérifier .

Tableau V.15 : Résumé des résultats finals.

$S_{POT}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{adapt}(cm^2)$
45x50	18	4 T 20 + 4 T 14	18.73

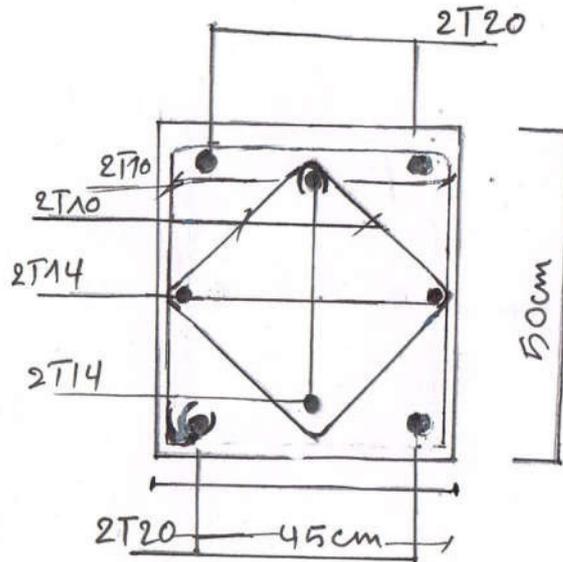


Fig. V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

2.1. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :

1.35G+1.5Q en travée

- Selon RPA99/2003

G+Q+E sur appui

0.8G ±E sur appui

2.2 Recommandations du RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 ϕ en zone II.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

Les poutres en travée seront ferraillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

2.3. Vérification nécessaire pour la poutre principale :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

- Pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL 91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

Selon RPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A = 0.5\% \cdot b \cdot h$$

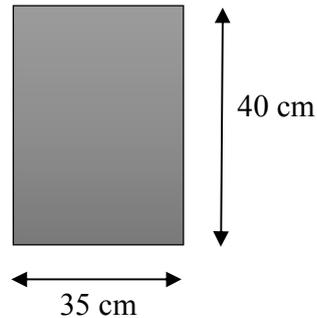


Tableau V.16: Résumé des résultats d'armatures.

La condition de non fragilité	A_{\min}^{BAEL}	A_{RPA}
1.56	1.4	7

2.4. Calcule du ferraillage :

- ✓ Ferraillage en travée (situation durable) :

On a $M_{ELU} = 41.6 \text{ KN.m}$

D'après BAEL91 :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. $A' = 0$

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

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

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

Tableau V.17 : Résumé des calculs.

$M_{N.M}$	$\bar{\sigma}_b$	b (cm)	d (cm)	σ_s	h
41600	14.2	35	37	348	40

Tableau V.18 : Résumé du ferrailage en travée.

μ	α	β	A
0.061141135	0.078917614	0.97	3.34

Donc on choisit : **3HA12 + 3HA14 = 8.01 cm².**

✓ **Ferrailage sur appui (situation accidentelle) :**

$f_{bu}=18.48\text{MPa}$; $f_{su}=400\text{MPa}$; $M_{\max}=95.4\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

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

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

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = 7.05$$

Tableau V.19 : Résumé des résultats.

μ	α	β	A	Amax
0.110901655	0.147306785	0.94	7.05	7.05

Donc on choisit : $3HA12+3HA14=8.01 \text{ cm}^2$.

2.5. Vérification à l'état limite de service :

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier $\alpha < \bar{\alpha}$:

Selon BAEL 83 exercices page 101 :

• **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = Mu / Mser = 95.4/55.7 = 1.71$$

$$\alpha = 0.07 \leq \frac{1.71-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.60 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + Fc28/100$$

$$\gamma = Mu / Mser = 41.6/30.6 = 1.35$$

$$\alpha = 0.14 \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

2.6. Ferraillage des armatures transversales :

$$V_{\max} = 323.3 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Tableau V.20: Résumé des résultats de l'effort tranchant.

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
323.3	0.35	0.37	2.49	3.333333333	CV

Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ En zone nodale :

$S_t \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm});$ alors on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm.}$ alors on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

h : la hauteur de la poutre.

$S_t \leq \min (0.9d; 50\text{cm})$ BAEL91(A.5.1.22).

$S_t \leq \min (40.5\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{EV}$

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

- **Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

Tableau V.21: Résumé des résultats.

		b_0	A_t^{BAEL}	A_T^{RPA}
15	35	400	0.525	1.57

Soit : 2HA10 $\rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

2.7. Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

- **Pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL 91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$$

Selon RPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A = 0,5\% \cdot b \cdot h$$

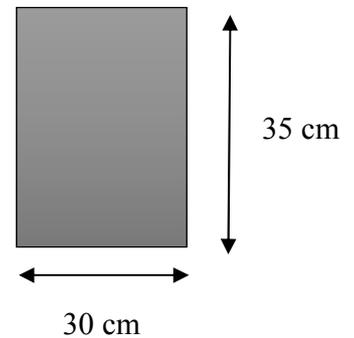


Tableau V.22: Résumé des résultats des armatures.

<i>condion non fragilité</i>	A_{\min}^{BAEL}	A_{RPA}
1.1592	1.05	5.25

2.8. Calcul du ferrailage :

- ✓ **Ferrailage en travée (situation durable):**

On a $M_{ELU} = 30,7 \text{ KN.m}$ d'après BAEL91 :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0,392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

Tableau V.23: Résumé des résultats.

$M_{N.M}$	$\bar{\sigma}_b$	b (cm)	d (cm)	σ_s	h
30700	14.2	35	32	348	35

Tableau V.24: Résumé des résultats.

μ	α	β	A
0.060322875	0.077826371	0.97	2.85

Tableau V.25: Résumé des résultats du ferrailage.

A_{min}^{RPA}	A_{min}^{BAEL}	A_{cal}	A_{MAX}
5.25	1.225	2.8454	5.25

Donc on choisit : **6HA12 = 6.79 cm²**.

✓ **Ferrailage sur appui (situation accidentelle) :**

$f_{bu}=18.48\text{MPa}$; $f_{su}=400\text{MPa}$; $M_{\max} = 82.9 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

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

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

$$A_s = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

Tableau V.26: Résumé des résultats.

μ	α	β	A
0.125165478	0.167707119	0.93	6.94

Donc on choisit : **3 HA12+3HA 14=8.01 cm².**

2.9. Vérification à l'état limite de service :

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier

$$\alpha < \bar{\alpha} :$$

Selon BAEL 83 exercices page 101 :

- **Sur appui :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + f_{c28}/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 82.9/42.5 = 1.95$$

$$\alpha = 0.16 \leq \frac{1.95-1}{2} + \frac{25}{100} = 1.7 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **En travée :**

$$\alpha < \gamma - 1 / 2 + f_{c28}/100$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 30.7/21.9 = 1.40$$

$$\alpha = 0.16 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 1.15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2.10. Ferrailage des armatures transversales :

$$V_{\max} = 67.4 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Tableau V.27: Résumé des résultats de l'effort tranchant.

V (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
67.8	0.3	0.32	0.70	3.333333333	CV

Disposition constructive :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ En zone nodale :

$S_t \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm})$; alors on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

✓ En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$. alors on prend 15 cm

h : la hauteur de la poutre.

$S_t \leq \min (0.9d; 50\text{cm})$ BAEI91(A.5.1.22).

$S_t \leq \min (36 \text{ cm} ; 50\text{cm})$ C.V

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

- **Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

Tableau V.28: Résumé des résultats.

S_t	b_0	f_e	A_T^{BAEL}	A_T^{RPA}
15	30	400	0.45	1.35

Soit : 2HA10 $\rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Résumé :

✓ Poutres principales :

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui	35 × 40	7.05	7	3HA12+3HA14	8.01
En travée		3.34	7	3HA12+3HA14	8.01

✓ Poutres secondaires :

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
Sur appui	30 × 35	6.94	5.25	3HA12+3HA14	8.01
En travée		2.85	5.25	6HA12	6.79

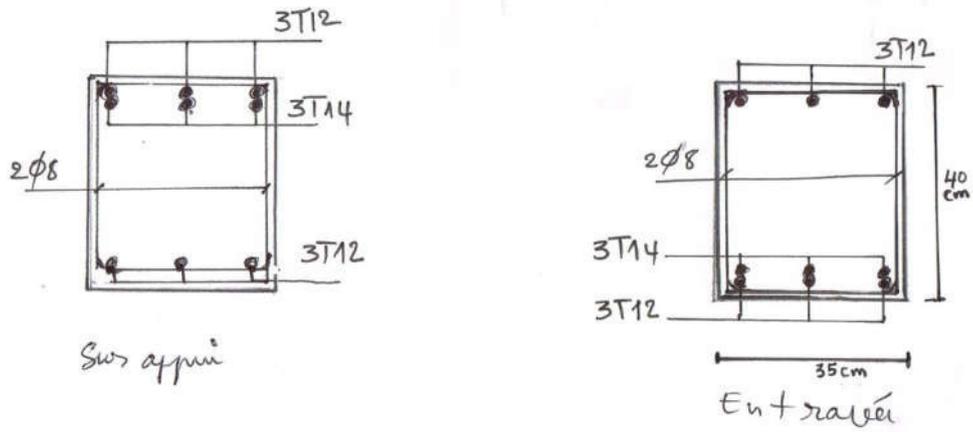


Fig V.2 : Ferraillage des poutres principales.

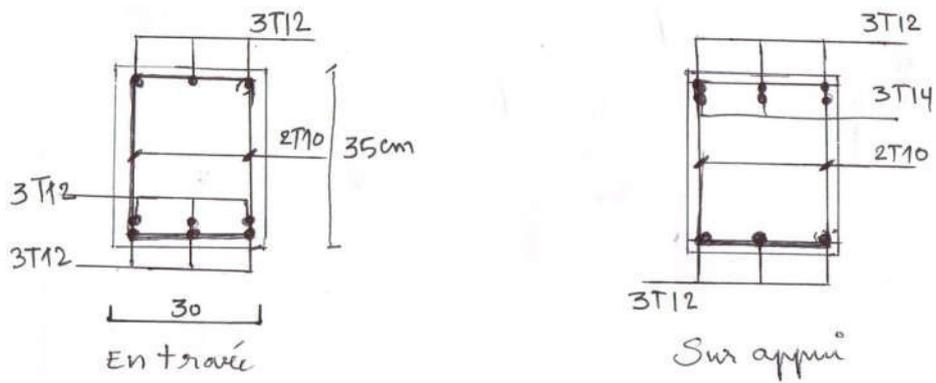


Fig V.3 : Ferraillage des poutres secondaires.

3. Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Voiles pleins : Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

a) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
4. 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).

5. A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espace doit être au plus égal à 15cm.

b) Aciers horizontaux :

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30$ cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle 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 devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

1. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

1.1 Armatures verticales:

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC :

$$h = 3.5 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = 3.5 - 0.05 = 3.45 \text{ m} ; \quad a = 0,2 \text{ m}$$

Tableau V.29: Les efforts internes sur le voile.

0.8G - EX		G + Q + EY		0,8G + E	
$N_{\max} (t)$	$M_{\text{COR}} (t)$	$M_{\text{MAX}} (t)$	$N_{\text{cor}}(t)$	$N_{\min} (t)$	$M_{\text{cor}} (t)$
213.99	175.37	200.92	35.95	2.05	0.99

✓ 1^{er} cas 0.8G - EX :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire

lorsque : $L_t/h \leq \max (15 ; 20 \frac{e_1}{h})$.

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$ **$e_1 = 2.81 \text{ cm}$**

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués. $e_a = \max (2 \text{ cm} , L/250)$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} , 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} \cdot (2 + \alpha.\Phi)$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times h e = 2.49$$

Tableau V.30: résumé de l'excentricité cas 0.8G -EX.

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	0.81	2	2.82	0.19	3.01

$$M_{corrigé} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b . h . \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tableau V.31 : Résumé des calculs cas 0.8G-EX.

$M_{corrigé}$	A (T.m)	B (T.m)	M_{ua} (t.m)
527.8	1132.1	-137.26	158.66

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.778$$

$$A_f = \frac{M_u a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau V.32 : Résumé des calculs cas 0.8G-EX.

μ	α	β	A_f	A
0.01	0.013	0.99	3.07	3.06

✓ 2^{ème} cas G+Q+ E :

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} \cdot (2 + \alpha.\Phi)$$

$$e = e_1 + e_2$$

Tableau V.33 : Résumé de l'excentricité cas G+Q+E .

	e0	ea	e1	e2	e
excentricité	5.58	2	7.58	0.19	7.77

$$M_{corrigé} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c')b.h.\sigma_b$$

$$B = Nu(d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 18.496 \text{ t.m}$$

Tableau V.34 : Résumé des calculs cas G+Q+E.

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Ma (t.m)
279.33	1132.1	-213.71	217.31

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

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

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau V.35 : Résumé du ferrailage cas G+Q+E.

μ	α	β	A_f	A
0.10	0.14	0.94	26.13	-15.38 = 0

✓ 3^{eme} cas 0,8G+E :

Tableau V.36 : Résumé de l'excentricité cas 0.8G+E.

	e0	ea	e1	e2	e (cm)
excentricité	0.3	2	32.58	0.0014	32.58

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tableau V.37 : Résumé des calculs cas 0.8G+E.

$M_{\text{corrigé}}$	A (MN.m)	B (MN.m)	Ma (t.m)
0.27	14.75	0.011	0.87

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

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

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau V.38 : Résumé du ferraillage cas 0.8G+E.

μ	α	β	A_f	A
0.00039	0.00049	0.999	0.08	-0.12 = 0

✓ Les armatures verticales minimales:

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

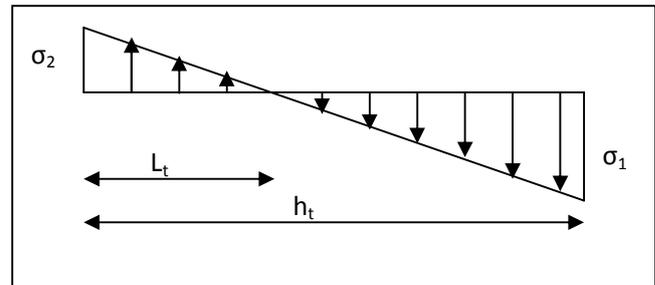
$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

Tableau V.39 : Résumé des calculs.

N (t)	M (t)	a (mm)	h (mm)	σ_1	σ_2
213.99	175.37	200	3500	18.08	-11.98

$$\sigma_1 = \quad \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 = \quad \leq 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2139900}{200 \times 3500} + \frac{6 \times 1753.7 \times 10^3}{200 \times 3500^2} = 7.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2139900}{200 \times 3500} - \frac{6 \times 1753.7 \times 10^3}{200 \times 3500^2} = -1.24 \text{ MPa}$$

Tableau V.40 : Résumé des résultats.

h (mm)	σ_1	σ_2	lt(m)
3500	7.34	-1.24	0.5

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 2 \text{ cm}$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit**

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 10.5 \text{ cm}$$

Donc on prend :

* **Dans la zone tendue :** $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend $A_{tendue} = 2 \text{ cm}^2$

* **En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t > 0 \Rightarrow h' = 2.5 \text{ m}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h' = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendue} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 4 \text{ cm}^2 < A_{min}^g = 10.5 \text{ cm}^2$$

1.2 L'espacement :

- **D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(20 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

1.3 Choix d'armature :

- Dans zone tendue: 50cm

Soit 5HA 10 = 3.93cm² S_t = 10 cm →

- Dans zone courante : 250cm

Soit 10 HA8 = 5.03 cm² S_t = 20 cm →

✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T = 73.23 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{a \times d} = 0.1 \text{ MPA}$$

1.2 Armatures horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$

1.2 L'espacement des barres :

- Armatures Horizontales :

On a pour chaque nappe 3φ8 par 1ml, Donc on prendre S_t = 30 cm.

- **Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m²

- **Vérification de contrainte de compression :** « à la base du refend »

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule deNavier Bernoulli :

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2}$$

Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N = 2139.9KN$$

$$M = 1753.7 KN.m$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = 7.34 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 MPA$$

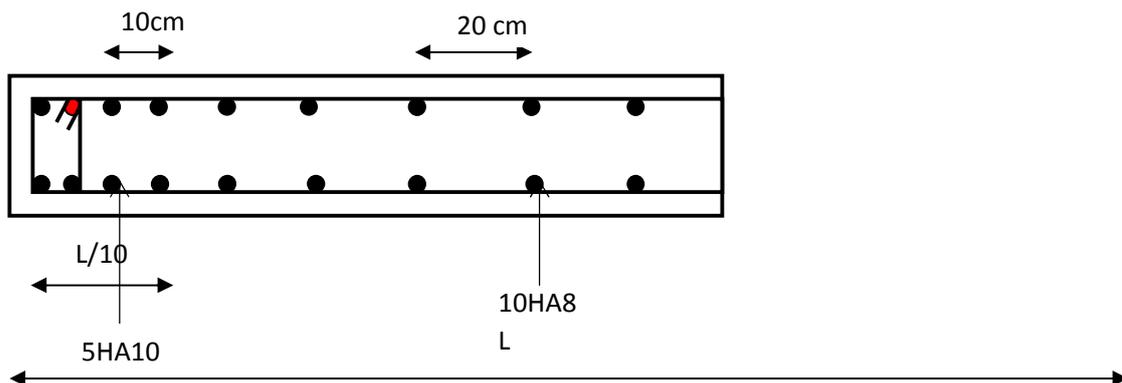


Fig V.4: ferrailage du voile.

VI. Etude des fondations :

1. Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

2 - Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

3. Choix du type des fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2.50 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.

- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

Selon **RPA 99(Art 10-1-4)page 65**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

4.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage multiple dans la wilaya : de **BATNA**.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol}=2,50$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S2 (site ferme)

-ancrage des fondations : $D = 2.45$ m

Il y a donc lieu de se renseigner afin de savoir si :

- Le terrain n'est pas inondable.
- Le terrain ne se situe pas dans une cuvette, à l'emplacement d'une ancienne décharge publique.
- Il n'y a pas de problème de glissement ou de tassement

5. Etude des fondations :

5.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times b$), donc les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

Soit :

$$N_{ser} = 158.30 \text{ T}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars.}$$

N : L'effort normal agissant sur le poteau le plus sollicité, obtenu par le ROBOT ANALYSE STRUCTURAL.

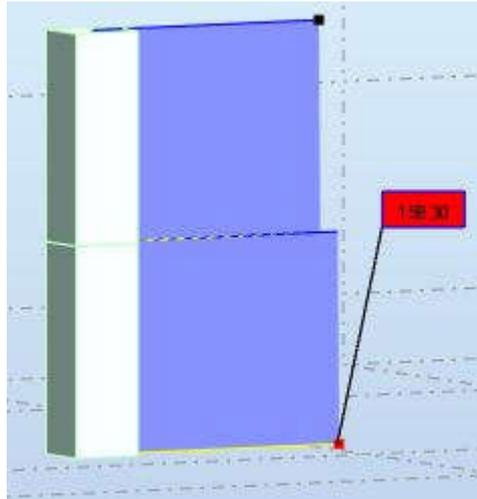


Fig VI.1 Effort normal du poteau plus sollicité.

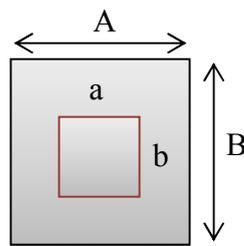


Figure VI.2: schéma de la semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \rightarrow A = B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{158.30}{25}} = 2.51 \text{ m}$$

Remarque :

D'après le résultat on remarque qu'il y aura un **chevauchement** entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

5.2 Vérification des semelles filantes :

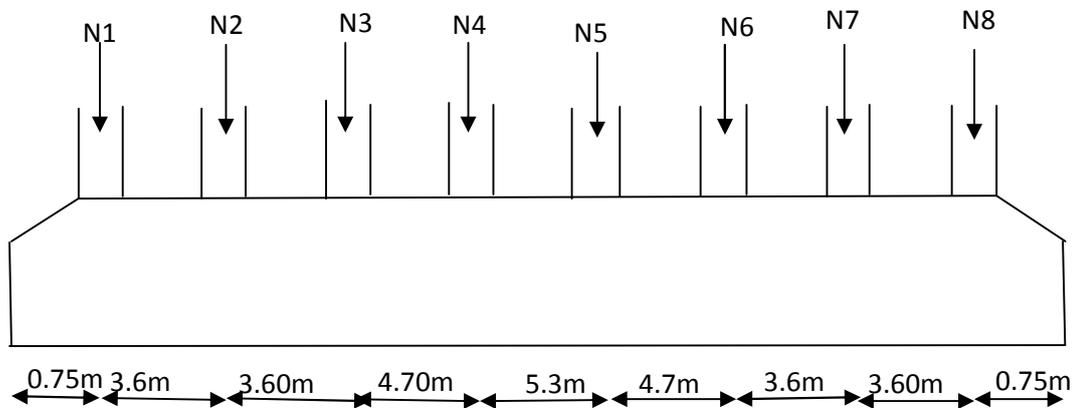


Figure VI.3 : schéma d'une semelle filante sous poteaux.

Le calcul de la semelle filante se fera comme suit :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$)

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ T/m}^2$$

Avec : $N_{ser} = N_G + N_Q$

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_{ser\text{total}} = 730.35 \text{ t}$$

$$\sum L_i = L + d_1 + d_2 = 29.1 + 0.75 + 0.75 = 30.6 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{\sum N_i}{B \times (L + d_1 + d_2)} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol} \times \sum L_i} \rightarrow B \geq \frac{730.35}{25 \times 30.6} = 0.95 \text{ m} \rightarrow B = 1.5 \text{ m}$$

On a entre axe des deux portiques précédent est de 2.1 m, donc le choix des semelles filantes convient pour cette structure.

★ **Vérification du chevauchement :**

On a :

-la surface totale du bâtiment $S_b = 23.8 \times 11 = 401.5 \text{ m}^2$

-la surface totale de semelle $S_s = 4(1.50 \times 30.6) = 183.6 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = \frac{183.6}{401.5} = 45.72 \% < 50 \%$ on déduit :

La surface totale de la semelle inférieure à 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui n'induit pas le chevauchement de ces semelles.

5.2.1 Semelle filante sous poteau :

- **Pré dimensionnement d'une semelle filante :**

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times \sum L_i} = \frac{730.35}{25 \times 30.6} = 0.95 \text{ m} \rightarrow B = 1.5 \text{ m}$$

$$d > \frac{B - a}{4} = \frac{1.5 - 0.5}{4} = 0.25 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

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

$$h = d + c \rightarrow h = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = 6 + 6\phi \rightarrow H_{\min} = 6 + 6(1.5) = 15 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes: BAEL83 page 367**

La résultante des efforts normaux est le moment obtenues par le robot sont :

$$N_{ser} = 158.30 \text{ T}$$

$$M_{ser} = 3.39 \text{ T}$$

- $e_0 < \frac{B}{6}$; $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3.39}{158.30} = 0.02 \text{ m}$; $\frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m} \dots \text{C.V}$
- $e_0 < \frac{B}{4}$; $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3.39}{158.30} = 0.02 \text{ m}$; $\frac{1.5}{4} = 0.37 \text{ m} \dots \dots \text{C.V}$
- $\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma = \frac{730.35}{30.6 \times 1.5} \left(1 + \frac{3 \times 0.02}{1.5} \right) = 16.54 \text{ T/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 25 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol} CV$$

★ **Calcule des armatures pour les semelles reposant sur le sol :BAEL83 page 368**

$$1. \quad e_0 = 0.02m < \frac{B}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25m \quad CV$$

Donc le pilier est entièrement comprimé à sa base.

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{730.35}{30.6 \times 1.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.02}{1.5}\right) = 16.54 T/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{730.35}{30.6 \times 1.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.02}{1.5}\right) = 14.63 T/m^2$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 16.54 - 14.63 = 1.91 T/m^2$$

$$\frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = \frac{1}{2} \times \frac{16.54 + 14.63}{2} = 7.79 T/m^2$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 1.91 T/m^2 \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = 7.79 T/m^2 \quad CV$$

$$2. \quad e_0 = 0.02 m < \frac{B}{24} = \frac{1.5}{24} = 0.062m$$

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{2}{3} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 1.32 T/m^2 \leq \frac{2}{3} \times \frac{16.54 + 14.63}{2} = 10.39 T/m^2$$

$$\rightarrow 1.91 T/m^2 \leq 10.39 T/m^2 \quad CV$$

Les deux conditions sont vérifiées donc :

$$N_U = 218.53 T$$

$$A_s = \frac{N'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad ; \quad N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \text{BAEL83 page 369}$$

$$N' = 218.53 \left(1 + \frac{3 \times 0.02}{1.5}\right) = 227.27 T$$

$$A_s = \frac{2272700(1500 - 450)}{8 \times 350 \times 348} = 2449.03 \text{ mm}^2 = 24.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 8\text{HA}20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} \rightarrow 25.13 \times \frac{1.5}{4} = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 5 \text{ HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{150}{8} = 18.75 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

* **Calcul du libage :**

Pré dimensionnement:

La poutre de rigidité de semelle filante doit avoir une hauteur h égale à :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

Les sollicitations:

Après avoir dessiné le libage dans le ROBOT 2018 nous avons obtenus les résultats suivants :

ELU :

$$M_t = 405.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = - 810.57 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t = 321.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -600.42 \text{ KN.m}$$

★ L'ELU:

★ Calcul du ferrailage

- L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\varnothing}{2} ; \quad \varnothing \geq \frac{h}{10} \rightarrow \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

$$C_0 \geq 1 \text{ cm} \rightarrow C_0 = 1 \text{ cm} \rightarrow C \geq 1 + \frac{6}{2} = 4 \text{ cm}$$

Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$.

➤ Calcul des armatures longitudinales

★ ELU:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = \frac{405290 \times 10^3}{14.2 \times 500 \times 550^2} = 0.18 < \mu_l = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \rightarrow \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.18}] = 0.25$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \rightarrow \beta = (1 - 0.4 \times 0.25) = 0.9$$

$$A_s = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{405290 \times 10^3}{348 \times 0.9 \times 550} = 2352.78 \text{ mm}^2 = 23.52 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des résultats.

Elément	M(N.m)	d(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
travée	405290	55	0.18	0.392	0.25	0.9	23.52
appuis	-810570	55	0.37	0.392	0.61	0.75	56.46

★ Condition de non fragilité : B.A.E.L 91(Art.4.2.1) page 22

$$A_{\text{min}} \geq 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 50 \times 55 \frac{2.1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

★ **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4) page 85

$$A'_{min} = 0.001b.h \quad ; \quad A'_{min} = 0.001 \times 50 \times 60 = 3\text{cm}^2$$

★ **section minimale de RPA(Art.7.5.2.1) page 46**

$$A_{RPA} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 50 \times 60 = 15\text{cm}^2$$

Tableau VI.2 : les armatures totales.

Elément	A_u (cm^2)	A_{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A^{RPA} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
travée	23.52	3	3.62	15	23.52	8 HA 20 = 25.13
appuis	56.46	3	3.62	15	56.46	8 HA 32 = 64.34

Vérification à L'ELS :BAEL83 page 244

La fissuration est préjudiciable donc on doit vérifier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

• **En travée :**

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$by_1^2 + 30Ay_1 - 30Ad = 0$$

$$50y_1^2 + 30(25.13)y_1 - 30(25.13)(55) = 0$$

$$50y_1^2 + 753.5y_1 - 41464.5 = 0$$

$$\Delta = (753.5)^2 - 4(50)(-41464.5) = 8860662.25$$

$$y_{1.1} = \frac{-753.5 - \sqrt{8860662.25}}{2 \times 50} = -37.30\text{cm}$$

$$y_{1.2} = \frac{-753.5 + \sqrt{8860662.25}}{2 \times 50} = 22.23\text{cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A'(y - c) + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{50 \times 22.23^3}{3} + 15 \times 25.13(55 - 22.23)^2 = 413032.6\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{321210 \times 10^3}{4130326000} = 0.07\text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.07(550 - 222.3) = 344\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 344\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400\text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Sur appui :**

$$by_1^2 + 30(A' + A)y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$by_1^2 + 30Ay_1 - 30Ad = 0$$

$$50y_1^2 + 30(64.34)y_1 - 30(64.34)(55) = 0$$

$$50y_1^2 + 1930.2y_1 - 106161 = 0$$

$$\Delta = (1930.2)^2 - 4(50)(-106161) = 249572.04$$

$$y_{1.1} = \frac{-1930.2 - \sqrt{249572.04}}{2 \times 50} = -1980.15 \text{ cm}$$

$$y_{1.2} = \frac{-1930.2 + \sqrt{249572.04}}{2 \times 50} = 30.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A'(y - c) + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{50 \times 30.65^3}{3} + 15 \times 64.34(55 - 30.65)^2 = 1052117.832 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{321210 \times 10^3}{10521178320} = 0.030 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.030(550 - 306.5) = 109.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 109.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1) P 85**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{60}{530} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{CV}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{25.13}{50 \times 55} = 0.009 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \quad \text{CV}$$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{60}{400} = 0.15 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad \text{CV}$$

✎ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1) page 33.**

$$V_u^{\text{max}} = 40.2 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{40200}{500 \times 550} = 0.14 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = (2.5 \text{ MPa}; 4\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

★ Espacement des armatures transversales : RPA99 (art. A.7.5.2.2) P 46

dans la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right)$

$$\rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{60}{4}; 12 \times 2.5; 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(15\text{cm}; 30\text{cm}; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

dans la zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} \rightarrow S'_t \leq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad S'_t = 15 \text{ cm}$

la longueur de la zone nodale : RPA(ART.7.6.2) P 47

$$L' = 2h \rightarrow L' = 2 \times 60 = 120\text{cm}$$

La quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1.22) page35

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow A_t \geq 0.4b_0 \frac{S'}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{235} = 1.28$$

★ Condition exigée par le RPA2003 P 46

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b.$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 6\Phi 10 = 4.71\text{cm}^2$$

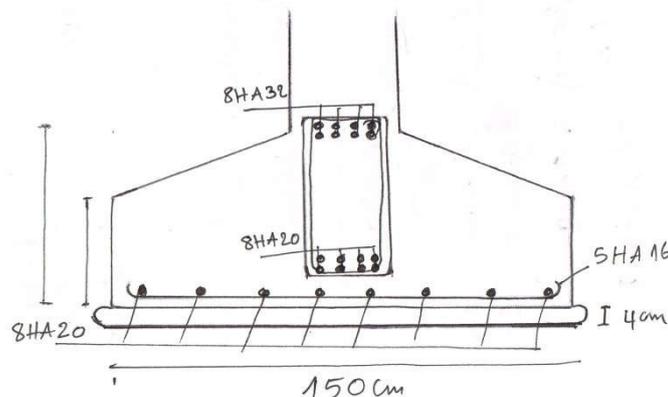


Fig VI.4: Ferrailage de la semelle filante sous poteaux avec libage.

5.2.2.Semellefilante sous voile :

Pour le calcul de la semelle filante on prend le voile le plus sollicité.

Nous allons faire le calcul de la semelle filante comme suit :

Pré dimensionnement d'une semelle filante :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{213.99}{25 \times (3.5 + 1 + 1)} = 1.55 \text{ m} \rightarrow B = 1.8 \text{ m}$$

$$d > \frac{B - a}{4} = \frac{1.8 - 0.15}{4} = 0.41 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

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

$$h = d + c \rightarrow h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = 6 + 6\emptyset \rightarrow H_{\min} = 6 + 6(1.2) = 13.2 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = 25 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :BAEL83 page 367

La résultante des efforts normaux est le moment obtenues par le robot sont

$$N_{ser} = 106.21 \text{ T}$$

$$M_{ser} = 9.84 \text{ T}$$

$$e_0 < \frac{B}{6} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9.84}{106.21} = 0.092 \text{ m} \quad ; \quad \frac{1.8}{6} = 0.3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} ; \quad e_0 = \frac{M}{N} = 0.092 \text{ m} \quad ; \quad \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m}$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma = \frac{106.21}{5.5 \times 1.8} \left(1 + \frac{3 \times 0.092}{1} \right) = 12.37 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 25 \text{ t/m}^2$$

Calcul des armatures pour les semelles reposantes sur le sol :

D'après **BAEL83 page 368 :**

- Détermination des armatures parallèles au côté A :

$$A_s = \frac{N'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad ; \quad N' = N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)$$

$$N' = 106.21 \left(1 + \frac{3 \times 0.092}{1.8}\right) = 122.49 \text{ T}$$

$$A_s = \frac{1224900(1800 - 150)}{8 \times 450 \times 348} = 1613 \text{ mm}^2 = 16.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 6 \text{ HA } 20 = 18.85 \text{ cm}^2$

- Détermination des armatures parallèles au côté B :

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} \rightarrow 18.85 \times \frac{1.8}{4} = 8.48 \text{ cm}^2$$

$A_r = 6 \text{ HA } 14 = 9.24 \text{ cm}^2$

★ Calcul l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

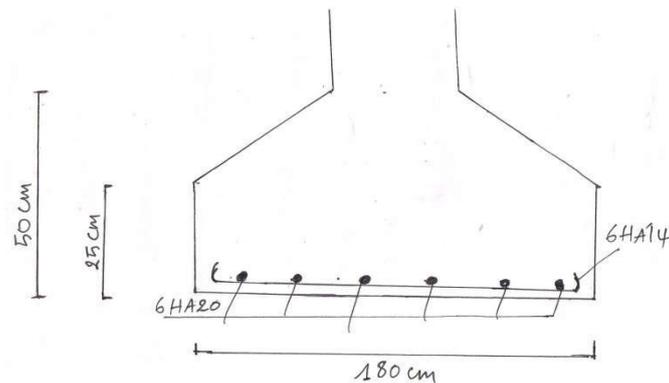


Fig VI.5 : Ferrailage de la semelle filante sous voile.

6 Longrine :

6.1 Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

6.2 Pré dimensionnement :

Selon RPA 99/V2003(Art10.1.1) page 64 la dimension minimale de la section transversal des longrines sont :

(25x30) cm².....sites de catégorie S₂etS₃

(30x30) cm².....sites de catégorie S₄

Pour notre cas (site ferme S₂) On prend une section de **(b x h) = (30 x 35) cm²**

6.3 Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F »

égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1) page 63

Dans notre cas : $\alpha=12$ (Zone II ; Site S₂).

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2139.9}{15} = 142.6 \geq 20 \text{ KN}$$

6.4 Ferrailage :

ELU

Les armatures longitudinales sont données par : BAEL83 page 167

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s} \rightarrow A_u \geq \frac{142.6}{348} = 409.77 \text{ mm}^2 = 4.09 \text{ cm}^2$$

$$A_u \geq 4.09 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage minimal de RPA (Art.10.1.1) P64**

$$A_{RPA} = 0.6\% \text{ b.h} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

★ **Condition de non fragilité :**

$$A \geq \frac{b \times f_{tj}}{f_e}$$

$$A \geq \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

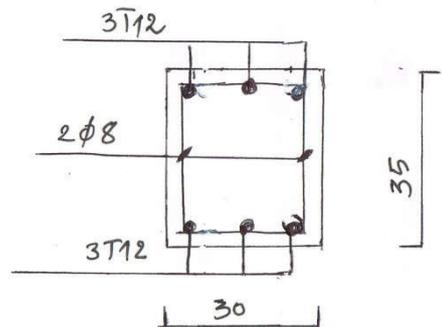
$$\text{On adopte : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

★ **Espacement : d'après RPA(Art.10.1.1) P64**

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\phi_t\}$$

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm} \} = 15 \text{ cm}$$

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



FigVI.6 : Ferrailage de longrine.

7. Dalle flottante :

Une dalle flottante est une large plaque de béton servant de plancher qui repose sur une couche d'isolation thermique et qui est utilisée en remplacement du sous-sol. Cette technique convient aux nouvelles constructions, sur presque tous les types de terrain, sauf ceux en pente, qui nécessiteraient de coûteux travaux de nivelage.

7.1. Ferrailage :

On prend pour le ferrailage treillis à soudé φ8.

CONCLUSION GENERALE:

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux
- ✓ Pour avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et limiter les effets de torsions (moment de torsion). Il faut choisir la bonne disposition des voiles.
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Depuis des années les méthodes de renforcements du sol d'assise connaissent un développement très important tel que la méthode des colonnes ballastées.

La technique de colonne ballastée est un procédé de renforcement des sols de faible portance et compressible. Cette solution est économique et d'une exécution rapide, Néanmoins, l'application du procédé nécessite une grande attention de la part des acteurs de la construction à cause d'un sous dimensionnement ou d'une mauvaise exécution.

L'application de cette technique nous a permis de dimensionner et de déterminer le nombre des colonnes à réaliser sur le terrain et améliorer les caractéristiques mécaniques du sol.

Références

Documents :

- ✓ Règles BAEL 91 modifiées 99.
- ✓ Règles BAEL 83 cours et exercices.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes.
- ✓ DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Cours :

- ✓ Cours de béton armé, 3^{ème} année Génie Civil.
- ✓ Cours de premier master STRUCTURE.
- ✓ Cours de deuxième master STRUCTURE.

Anciens mémoires de fin d'étude :

Etude d'un bâtiment R+2 Biskra 1999/2000.

Etude et conception d'une tour R+14 à ossature mixte.

Logiciels :

- Auto CAD 2014..... Dessin.
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018.....Analyse des structures.
- Microsoft Office Word 2010.....Traitement du texte.
- Microsoft Office Excel 2010.....Calcul.