

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique



Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master 2 en génie civil
Option : matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+12) a usage
d'habitation et de bureaux contreventé par
système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

Mr Yassine CHACHOUA

Mr Arab TAZI

Encadré par :

Mr BOUKELOUDA

Mr KHEFFACHE

Jury :

Mr OURABAH

M^{me} OURABAH

2011-2012

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment à usage d'habitation et de bureaux en béton armé (R+12) implantée à AKBOU (wilaya de Bejaia) qui est classée comme une zone à moyenne sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel (ROBOT).

Abstract

The goal of this work is the study of a structure of building with use of reinforced concrete dwelling (R+12) established in AKBOU (Bejaia), which is classified like a zone with average seismicity. The resistance of the building is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantries + veils). The design was made according to payments' of construction in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). The dynamic study was made on software (ROBOT).





Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur M^r BOUKLLOUDA pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.



Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Généralités

1. Présentation de l'ouvrage.....	1
2. Implantation de l'ouvrage.....	1
3. Caractéristique de l'ouvrage.....	1
4. Régularité de la structure.....	2
5. Règlement utilisés.....	2
6. présentation Des règles du BAEL.....	2
7. principe d'application du BAEL.....	3
8. les actions.....	3
9. Définition des sollicitations.....	4
10. Caractéristique des matériaux.....	6

CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments

1. Introduction.....	13
2. Les planchers.....	13
3. Evaluation des charges et surcharges.....	29
4. Descente de charge.....	31
5. Vérification du poteau au niveau de RDC.....	39
6. Conclusion.....	44

CHAPITRE III : étude des éléments secondaires

1. Etude des planchers.....	46
2. Etude des balcons.....	67
3. Etude de l'acrotère.....	70
4. Etude de la dalle de l'ascenseur.....	76
5. Etude des escaliers.....	87
6. Conclusion.....	114

CHAPITRE IV : étude sismique

1. Introduction.....	116
2. Logiciel de calcul.....	116
3. Conception parasismique.....	116
4. Choix de la méthode de calcul.....	117
5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	122
6. Vérification des recommandations du RPA.....	125
7. Conclusion.....	131

Sommaire

CHAPITRE V : étude des éléments structuraux

1. Introduction.....	131
2. Etude des poteaux.....	131
3. Etude des poutres.....	144
4. Etude des voiles.....	153
5. Conclusion.....	157

CHAPITRE VI : étude de l'infrastructure

1. Introduction.....	158
2. Choix du type de fondation.....	158
3. les vérifications.....	158
4. Etude du mur de soutènement.....	173
5. Conclusion.....	179

CONCLUSION GENERALE

Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau II.1: Evaluation des charges sur le palier.....	20
Tableau II.2: Evaluation des charges sur la volée.....	20
Tableau II.3: Evaluation des charges sur le palier.....	22
Tableau II.4: Evaluation des charges sur la volée.....	22
Tableau II.5: Evaluation des charges sur le palier.....	23
Tableau II.6: Evaluation des charges sur la volée.....	23
Tableau II.7: Evaluation des charges sur le palier.....	25
Tableau II.8: Evaluation des charges sur la volée.....	25
Tableau II.9: Evaluation des charges sur le palier.....	27
Tableau II.10: Evaluation des charges sur la volée.....	27
Tableau II.11: section des poteaux préalablement adoptées.....	28
Tableau II.12: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	29
Tableau II.13: Evaluation des charges dans le plancher étage courant.....	29
Tableau II.14: Evaluation des charges dans le plancher étage courant.....	29
Tableau II.15: Evaluation des charges dans le plancher étage balcon.....	30
Tableau II.16: Evaluation des charges dans les murs extérieure.....	30
Tableau II.17 – Descente de charge du poteau C3.....	33
Tableau II.18 – Descente de charge du poteau A4.....	37
Tableau II.18. Vérification au flambement des poteaux pour l'étage RDC.....	43
Tableau II.19. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 1 et 2.....	43
Tableau II.20. Vérification au flambement des poteaux pour le 3 ^{eme} étage.....	44
Tableau II.21. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 4,5 et 6.....	44
Tableau II.22. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 7,8 et 9.....	44
Tableau II.23. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 10,11et12.....	45
TABLEAU III.1 -Les différents types de poutrelles.....	49
TABLEAU III.2 sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU & à ELS	60

Liste des tableaux

TABLEAU III.3 – Tableau récapitulatif des moments en travées et en appuis et des efforts tranchants des différents types de poutrelles existantes.....	64
TABLEAU III.4 – Sections d’armatures longitudinales calculées et celles optées.....	64
TABLEAU III.5 –Evaluation des flèches.....	66
TABLEAU III.6 – Schéma de ferrailage des poutrelles types 3.....	68
Tableau (III.7) : combinaison des charges.....	70
Tableau (III.8) : Ferrailage du balcon.....	70
Tableau (III.9) : Vérification des contraintes.....	71
Tableau III.10 Combinaison de calcule.....	74
Tableau.III.11 : évaluation des charges de l’ascenseur.....	79
Tableau.III.12 : calcul de la section de ferrailage de la dalle d’ascenseur.....	80
Tableau.III.13 : ferrailage de la dalle d’ascenseur.....	81
Tableau.III.14 . : ferrailage de la dalle d’ascenseur.....	86
Tableau.III.15 résultat de calcul des contraintes.....	88
Tableau.III.16 : les différents chargements.....	94
Tableau.III.17 calcul du M_0 dû aux différents chargements.....	94
Tableau.III.18 : calcul de I_f sous les différents chargements.....	95
Tableau.III.19 résumé des résultats du ferrailage.....	97
Tableau.III.20 les différents chargements.....	108
Tableau.III.21 calcul du M_0 dû aux différents chargements.....	109
Tableau.III.22 : calcul de I_f sous les différents chargements.....	110
TABLEAU IV.1 – <i>Valeurs des pénalités P_q</i>	122
TABLEAU IV.2 - Poids des différents étages	123
TABLEAU IV.3 -Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses...	128
TABLEAU IV.4 -Interaction sous charges verticales (à l’ELS).....	129
TABLEAU IV.5 -Interaction sous charges horizontales.....	129
TABLEAU IV.6 -Vérification de la résultante des forces sismiques.....	130

Liste des tableaux

TABLEAU IV.7 -Vérification de l'effort normal réduit.....	130
TABLEAU IV.9 -Vérification des déplacements.....	132
TABLEAU V.1 -Valeurs min et max des armatures longitudinales dans les poteaux....	136
TABLEAU V.2 -Sollicitations dans les poteaux.....	138
TABLEAU V.3 - Sections des armatures longitudinales des poteaux.....	140
TABLEAU V.4 - Sections des armatures transversales des poteaux.....	140
TABLEAU V.5 - Vérification du risque de flambement des poteaux.....	142
TABLEAU V.6 -Vérification des contraintes dans le béton.....	142
TABLEAU V.7 - Vérification aux sollicitations tangentes.....	143
TABLEAU V.8 -Longueur de recouvrement.....	144
TABLEAU V.9 Localisation des zones nodales dans les poteaux	144
TABLEAU V.10 –Ferrailage des sections des poteaux.....	146
TABLEAU V.11 – Armatures longitudinales des poutres principales	148
TABLEAU V.12 - Armatures longitudinales des poutres secondaires	148
TABLEAU V.14 Espacement des barres transversales dans les poutres.....	150
TABLEAU V.15 :longueur de recouvrement.....	151
TABLEAU V.16 –Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	151
TABLEAU V.17 –Vérification de la contrainte de compression du béton.....	152
TABLEAU V.18 -Vérification des flèches.....	152
TABLEAU V.19 - Sections des armatures longitudinales des poteaux.....	155
TABLEAU V.20 –Vérification des zones nodales.....	155
TABLEAU V.21 -Sollicitations dans les voiles.....	160
TABLEAU V.22 Ferrailage du voile de 4,25 m161	161
TABLEAU V.23 -Vérification des contraintes de cisaillements.....	162
TABLEAU VI.1 – ferrailage de la dalle du radier	172
TABLEAU VI.2 – ferrailage de débord.....	174
Tableau VI.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	176
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	176
Tableau VI.5 : Ferrailage du de la nervure intermédiaire sens X-X et Y-Y.....	176

Liste des figures

FIG.I.1 : Diagramme des contraintes.....	1
FIG.I.1 Diagramme des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).....	9
FIG.I.3 : Diagramme Contrainte –déformation pour les aciers	11
FIG. II. 1: Plancher a corps creux	12
FIG.II.2 : Schéma d'une poutrelle de RDC jusqu'au 2 ^{ème} étage	13
FIG.II.3 : disposition des poutrelles	14
FIG.II.4: Schéma d'une poutrelle du 3 ^{ème} jusqu'au 12 ^{ème} étage	15
FIG II.5 : Schéma de la dalle pleine	16
FIG. II. 6: Schéma du voile	18
FIG.II.7: Détail d'un escalier droit	19
FIG.II.8: Vue en plan d'escalier du RDC	19
FIG.II.8 .A : Schéma statique	19
FIG.II.9: Vue en plan d'escalier du 1 ^{er} étage	21
FIG.II.9.A : Schéma statique	21
FIG.II.10: Vue en plan d'escalier du 2 ^{ème} étage	22
FIG.II.10.A : Schéma statique	22
FIG.II.11: Vue en plan d'escalier du 3 ^{ème} jusqu'au 12 ^{ème} étages	24
FIG. II. 11. A: Schéma statique de l'escalier	24
FIG.II.12: Vue en plan d'escalier du 3 ^{ème} jusqu'au 12 ^{ème} étages.....	26
FIG. II. 12. A: Schéma statique de l'escalier	26
FIG.II.13: Détail de l'acrotère	27
FIG.II.14 : Surface afférente du poteau C3	32
FIG.II.15 : Surface afférente du poteau A4	36
FIG. III. 1 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	48
FIG. III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	48
FIG. III. 3 : Schéma statique du type	50

Liste des figures

FIG. III. 4 : Diagramme des moments flechissants	51
FIG. III. 5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	67
FIG.III.6 : schéma statique du balcon	69
FIG. III. 7 : Schéma de ferrailage de Bbalcon.....	72
FIG. III. 8 : Coupe et Schéma statique de l'acrotère	72
FIG. III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	78
FIG. III. 10 : La Cage d'ascenseu.....	79
FIG. III. 11 : Schéma de representant la surface d'impacte.....	84
FIG. III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	88
FIG.III.13 : Schéma statique.....	89
FIG.III.14 : Schéma statique avec chargement.....	89
FIG.III.15 : Schéma statique de la volée (II)	96
FIG.III.16 : Schéma statique de la poutre brisée du RDC.....	99
FIG. III. 17 : Schémas de ferrailage des volées.....	104
FIG.III.18 : Schéma de ferrailage de la console.....	104
FIG.III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	105
FIG. III. 20 : Schéma statique de l'escalier.....	105
FIG. III. 21 : Schéma statique de calcul de la volée.....	105
FIG. III. 22 : Schéma statique de la poutre paliere.....	110
FIG. III. 23 : Schéma statique de la poutre paliere.....	115
FIG. III. 25 : Schémas de ferrailage des volées.....	117
FIG.III.26 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	117
FIG. IV. 1 : Disposition des voiles	126
FIG. IV. 2 : MODE 1 (translation suivant un l'axe X).....	127
FIG. IV. 3 : MODE 2 (translation suivant l'axe Y).....	127
FIG. IV. 4 : MODE 3 (rotation autour de l'axe z).....	128
FIG. IV. 5 : joint sismique.....	133

Liste des figures

FIG. V. 1: Zone nodale.....	136
FIG. V. 2: Schéma des armatures.....	42
FIG V. 3 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.....	145
FIG. V. 4: Schéma de ferrailage des poutres principales (3 ^{ème} au 12 ^{ème} étage).....	153
FIG. V. 5: Moments en zone nodale.....	154
FIG. V. 6 : Disposition des armatures verticales.....	158
FIG. V. 7: Schéma de ferrailage du voile de 4,25m.....	16
FIG. VI. 1 : Schéma d'une semelle isolée.....	157
FIG. VI. 2 : Schéma d'une semelle filante.....	157
FIG. VI. 3 – zone d'impacte de la charge.....	160
FIG. VI. 4 – Dimensions du panneau.....	163
FIG. VI. 5: ferrailage de la dalle de radie.....	166
FIG.VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord.....	166
FIG.VI.7 : ferrailage du débord.....	167
FIG.VI.8 : ferrailage des nervures.....	171
FIG .VI.9 : Schéma du mur de soutènement	
FIG.VI.10 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU	
FIG.VI.11 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS	
FIG .VI.12 : Le panneau le plus sollicité	
FIG.VI.13 : Schéma du ferrailage du mur adossé de 12.72m de hauteur	

Liste des figures

1. Notation

1.1 Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young différé à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I	: Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
G	: Charge permanente
Q	: Charge d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
W	: Résultante des actions du vent

1.2 Minuscules Romaines

a	: Largeur d'un poteau
a' (ou b')	: Dimension d'une fondation
b	: Largeur d'une poutre, ou d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d')	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, épaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jour
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jour
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_t	: Hauteur totale du plancher
i	: Rayon de giration d'une section
j	: Nombre de jours de maturité du béton
l	: Porté d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
l_s	: Longueur de scellement droite
l_f	: Longueur de flambement
η	: Coefficient d'équivalence acier-béton
q	: Charge permanente unitaire
s_t	: Espacement des armatures transversales
u	: Périmètre
x	: Abscisse
y	: Ordonnée
y_s	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion

1.3 Minuscules grecs

α	: Angle d'une armature avec la fibre moyenne (<i>alpha</i>)
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>)
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton
$\xi_{bc\ max}$: Déformation maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>)
ξ_{sc}	: Déformation des armatures comprimées
ξ_{st}	: Déformation des armatures tendues
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>êta</i>)
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>)
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>)
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>)
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>)
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>)
$\sigma_{bc\ max}$: Contrainte maximale du béton comprimé
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>)
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle
τ_s	: Contrainte d'adhérence

φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>)
ϕ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale
ϕ_t	: Diamètre d'une armature transversale
Ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>)

2. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (SI) et leurs multiples :

m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée

cm² : Section d'acier

m² : Section

KN(N, MN) : Charge ponctuelle

KNm⁻¹(Nm⁻¹, MNm⁻¹) : Charge linéique

KNm⁻²(Nm⁻², MNm⁻²) : Charge surfacique

KNm⁻³(Nm⁻³, MNm⁻³) : Charge volumique

KNm : Moment

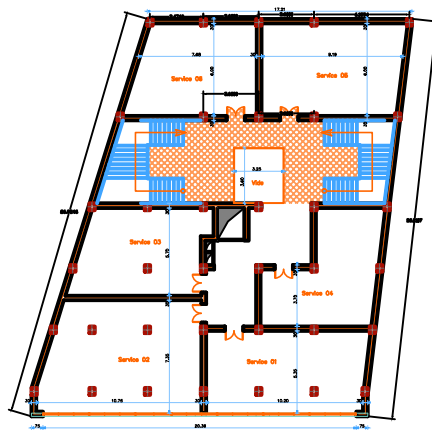
MPa(Pa, kPa) : Contrainte

Une conversion bien utile :

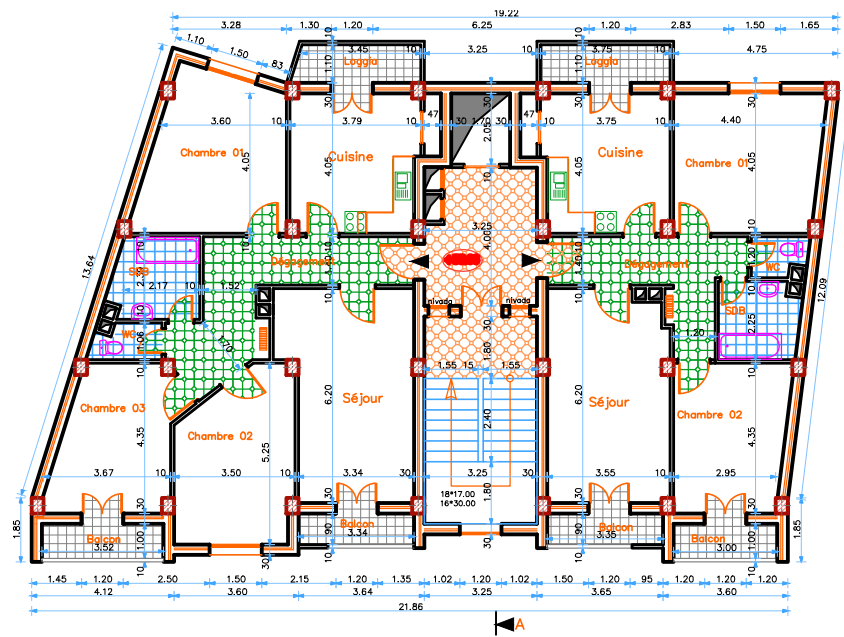
$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ MNm}^{-2} = 1 \text{ Nmm}^{-2} = 10^6 \text{ Pa}$$

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte

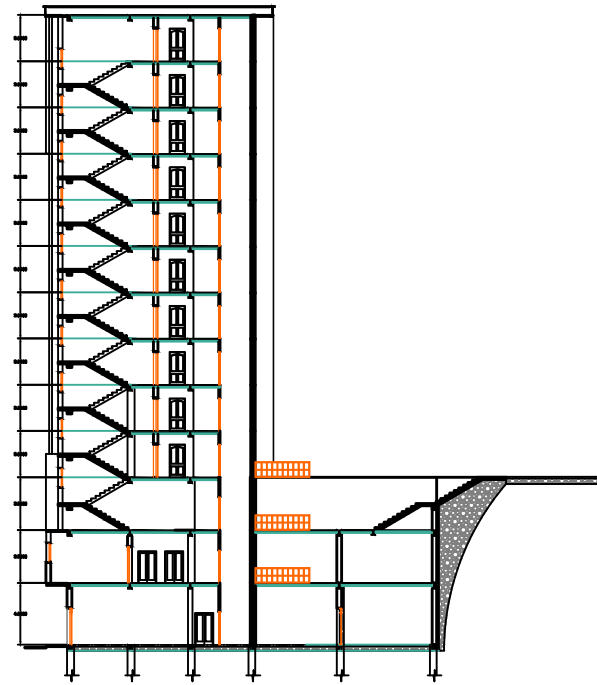
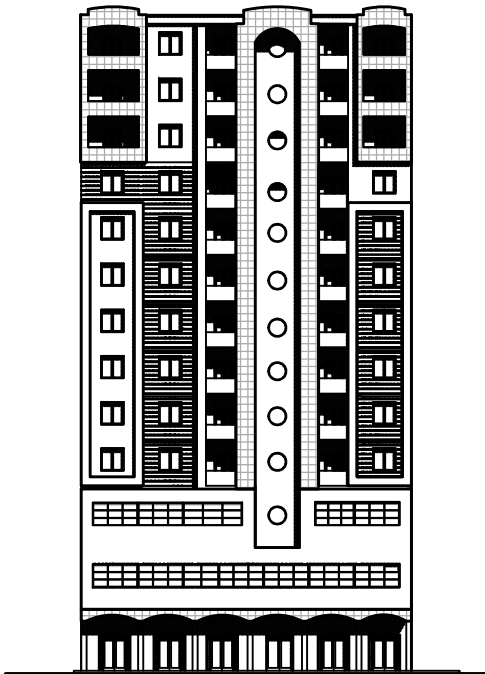
$$1 \text{ bar} = 1 \text{ kgcm}^{-2} \quad \text{et} \quad 10 \text{ bar} \approx 1 \text{ MPa}$$

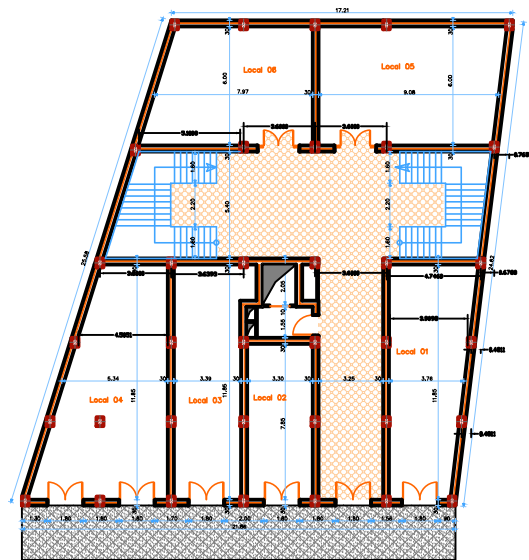


PLAN ETAGE 1 :



PLAN ETAGE 10,11 et 12 :





PLAN RDC

Introduction générale

Introduction générale :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans des grands domaines d'intervention :

Structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+12), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par un système, mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le IV^{ème} chapitre et à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Enfin le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées au cours de l'élaboration de ce travail.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents types de DTR.

1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+12 à usage d'habitation et de bureaux en ossature mixte.

2. Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage sera implanté à Akbou wilaya de Bejaia, qui est une zone de moyenne sismicité (II_a) selon RPA 99 version 2003.

3. Caractéristiques de l'ouvrage :

3.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur totale entre axe : 25,15m
- Largeur totale entre axe : 21,51m
- Hauteur du RDC : 4,08m
- Hauteur du 1^{er} et 2^{ème} étages : 3,5m
- Hauteur des étages courants est uniforme : 3,06m
- Hauteur totale y compris l'acrotère : 42,28m

3.2. Caractéristiques structurales :

➤ Ossature de la structure :

L'ossature de la structure est constituée par des portiques auto stable en béton armé reprenant les charges verticales et des voiles en béton armé reprenant les charges horizontales.

➤ Planchers :

Le plancher terrasse sera en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier, et sera aussi équipé d'une isolation thermique, et d'une forme de pente pour l'évacuation des eaux pluviales, ainsi que d'une étanchéité multicouche.

➤ Escaliers :

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier qui est composé de paliers et paillasse en béton armé.

➤ La terrasse :

Elle est inaccessible sauf pour l'entretien.

➤ L'acrotère :

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

➤ **Maçonneries :**

Les murs extérieurs seront en double cloisons en briques creuses de (10+15) cm avec une lame d'air de 5cm, les murs intérieurs seront en briques creuses de 10cm.

➤ **Revêtement :**

Le revêtement horizontal sera en carrelage pour toutes les pièces.

Le revêtement vertical sera en plâtre pour les murs et plafonds, et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.

Les salles d'eaux et les cuisines auront un soubassement de 1,5m de faïence.

4. Régularité de la structure :

Selon le RPA, version 2003 (article 3.5), un bâtiment est classé régulier si on respecte les deux critères suivants :

4.1.Régularité en plan :

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.a du RPA 99 ne sont pas vérifiées, donc la structure est irrégulière en plan.

4.2.Régularité en élévation :

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.b du RPA 99 ne sont pas vérifiées, donc la structure est irrégulière en élévation.

Conclusion :

Selon les deux critères précédents, le bâtiment est classé irrégulier dans les deux directions de calcul.

5. Règlements utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 version 2003 D.T.R.-B.C.-2.48
- Charges permanentes et surcharge d'exploitations (D.T.R.-B.C-2.2)
- BAEL91 – CBA93

6. Présentation des règles du BAEL91 :

6.1.Définition de l'état limite

Un état limite est un état au delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour les quelles elle a été conçu, on distingue deux types d'états limites :

6.2.Etats limites ultimes (ELU)

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante d'un ouvrage.

Il existe trois états limites ultimes :

- Equilibre statique (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

6.3. Etat limite de service (ELS)

Le dépassement de cet état entraînera un désordre de fonctionnement.

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

Il existe trois états limites de service :

- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- Etat limite d'ouverture des fissures

7. Principe d'application du B.A.E.L

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Valeur représentative des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.

8. Les Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure, et aux déformations imposées .elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

8.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou peu variable dans le temps, elles comportent :

- Poids propres des éléments porteurs.
- Poids des équipements fixés.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.
- Les forces dues aux déformations imposées à la construction (retrait).

8.2. Les actions variables (Q_i)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.

- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait,... etc.

8.3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (chocs de véhicules routiers, séisme, explosion,...).

Ces actions ne sont à prendre que pour l'état limite ultime (E.L.U).

9. Définition des sollicitations

On appelle Les sollicitations : Les moments fléchissant, les efforts tranchants et les efforts normaux, la résultante des combinaisons d'action définies ci après et avec les notations suivantes :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

$Q_i (i > 1)$: Action variable dite d'accompagnement.

9.1. Combinaisons à considérer pour l'ELU

a. Situations durable

Vis-à-vis des états limites de résistances et de service

$$1,35 \cdot G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} \cdot Q_1 + \sum 1,3 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i \rightarrow BAEL(\text{Article A. 3.3,21})$$

Avec :

$$\gamma_{q1} = 1,5 : \text{Cas général}$$

$$\gamma_{q1} = 1,35 : \text{Cas température, charges routières et bâtiments agricoles à}$$

Faible densité d'occupation humaine.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

Avec :

$$\psi_{0i} = 0,77 : \text{Vent, neige,BAEL91 (Article D 1.2,3)}$$

$$\psi_{0i} = 0,60 : \text{Variation uniforme de la température.}$$

b. Situation accidentelle

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i} \cdot Q_i + \sum \psi_{2i} \cdot Q_i$$

Avec :

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} \cdot Q_i$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} \cdot Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

Tel que :

$\psi_1 = 0,2$: Vent

$\psi_1 = 0,15$: Neige pour altitude inférieur à 500m

$\psi_1 = 0,30$: Neige pour altitude supérieur à 500m

$\psi_1 = 0,5$: Variation uniforme de la température

$\psi_2 = 0$: Vent, neige pour altitude inférieur ou égale à 500m et variation uniforme de
Température.

$\psi_2 = 0,1$: Neige pour altitude supérieur à 500m

9.2.Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (ELU)

Les sections planes restent planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre le béton et les armatures.

Le béton tendu est négligé.

Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰ et le raccourcissement de béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.

Le diagramme contrainte déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangle simplifié.

9.3.Sollicitation de calcul vis a vis de l'ELU

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenus des effets de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les 03 types de vérification seront effectués à partir des combinaisons des charges.

9.4.Combinaison d'action à considérer à l'ELS

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \cdot Q_i \rightarrow \text{BAEL91 (Article A. 3.3,3)}$$

9.5. Hypothèses de calcul aux états limites de services (ELS) :

Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le béton tendu est négligé.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et on néglige le retrait et le fluage du béton.

Par convention le coefficient d'équivalence acier-béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

Avec :

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

E_b : Module d'élasticité longitudinale de béton.

9.6. Sollicitation de calcul vis à vis de l'ELS

La vérification à effectuer dans ce cas est :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

9.7. Combinaisons d'action donnée par le RPA 99

- $G + Q \pm E$
- $0,8 \cdot G \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 \cdot E \rightarrow$ Pour les poteaux

Avec :

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

10. Caractéristiques des matériaux**10.1. Béton**

Le béton, est un mélange d'un liant (ciment) et de matériaux inertes appelés granulats (sable et graviers) et de l'eau qui doit être propre, et éventuellement des adjuvants.

10.1.1. Les avantages du béton

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

10.1.2. Les inconvénients du béton

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m^3
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

10.2. Les constituants du béton**a. Ciment**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

b. Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

c. Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

10.3. Dosages

Le dosage des constituants d'un béton ordinaire est :

$350 \text{ kg / m}^3 \rightarrow$ Ciment (C.P.A 325).

$645 \text{ kg / m}^3 \rightarrow$ Sable 0,5.

$484 \text{ kg / m}^3 \rightarrow$ Gravillon 8/15.

$588 \text{ kg / m}^3 \rightarrow$ Gravillon 15/25.

$210 \text{ L / m}^3 \rightarrow$ Eau de gâchage (selon le degré d'humidité des granulats et le mode de serrage du béton).

10.4. Résistance**a. Résistance mécanique à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm, Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa..... **R.P.A99 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28 \text{ jours}$, La résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40MPa \quad (1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40MPa \quad (2) \end{array} \right.$$

Si $28 < j < 60 \rightarrow$ On utilise la relation (1)

Si $j > 60 \rightarrow$ On utilise la relation : $f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$

b. Résistance à la traction

La résistance à la traction à l'âge de j jours est f_{tj} définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60MPa \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25MPa$ et $f_{t28} = 2,1MPa$

10.5. Module de déformation longitudinale

a. Module de déformation instantanée

Sous charges instantanées d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.2.21)}$$

Or on a :

$$f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164,2MPa$$

b. Module de déformation différée

Sous charges différées d'une durée supérieure à 24 h le module de déformation différé du béton égale à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.22)}$$

Or on a :

$$f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{vj} = 10818,86MPa$$

10.6. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{array}{l} v = 0,2 \rightarrow ELS \\ v = 0 \rightarrow ELU \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A. 2. 1. 3)}$$

10.7. Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **BAEL91 (Article A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration nuisible.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25MPa$

Donc :

$$\bar{\tau} = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

10.8.La contrainte de compression à l'E. L. U

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Article A. 4. 3. 41)}$$

$\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ Pour les situations courantes.

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Pour les situations accidentelles.

$\theta = 1$: Si la durée d'application de la charge est $> 24h$

$\theta = 0,9$: Si la durée d'application de la charge est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$: Si la durée d'application de la charge est $< 1h$.

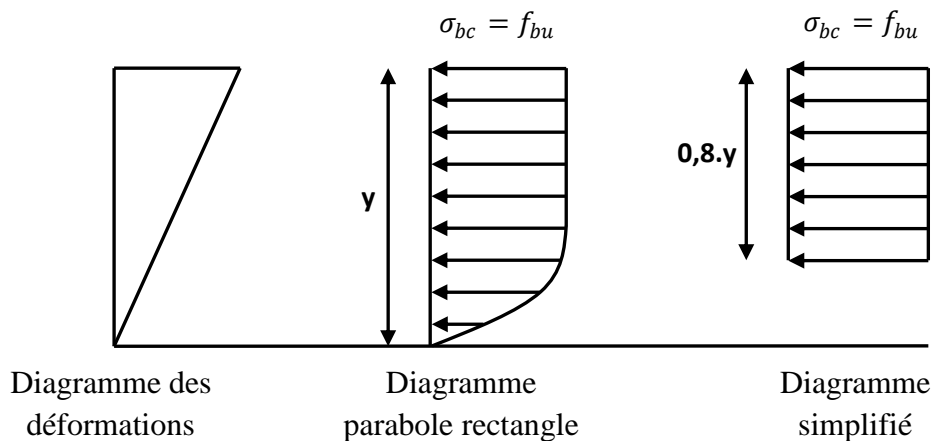


FIG.I.1 Diagramme des contraintes

10.9.La contrainte de compression à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.4.5.2)}$$

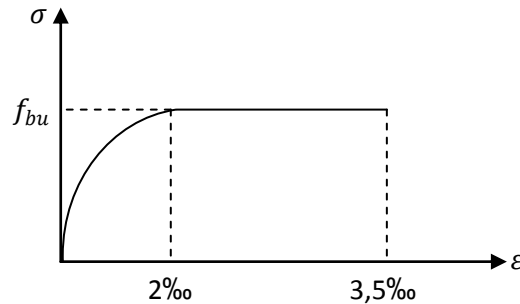


FIG.I.2 Diagramme contrainte-déformation

10.10. L'acier

Fabriqué à partir de minerai de fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier.

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

10.11. Différents types d'aciers

a. Ronds lisses (R.L)

Se sont des barres laminées, d'une section circulaire, dont les nuances sont :

$FeE220$

- $f_e = 215MPa$ (contrainte à la limite élastique).

- $f_e = 330$ à $400MPa$ (Contrainte à la limite de rupture).

b. Les aciers à haute adhérence (HA)

Selon RPA99 (Article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

De haute adhérence avec $f_e \leq 500MPa$.

L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%

Dans notre ouvrage en utilise les aciers de nuances $feE400$:

$f_e = 400MPa$ (Contrainte à la limite élastique).

$f_r = 480MPa$ (Contrainte de rupture)

$\sigma_s = 348MPa$ (Contrainte de calcul)

$\eta = 1,6$ (Coefficient de fissuration).

$\gamma_s = 1,15$ (Coefficient de sécurité).

ϕ_s : Coefficient de scellement.

$E_s = 200000MPa$ (Module d'élasticité de l'acier)

10.12. Treillis soudés

Ce sont des mailles formées par des treillis soudés élastiquement en chaque point de croisement :

$T250(\phi \geq 6mm) \rightarrow fe = 500MPa, fr = 550MPa$

$T250(\phi < 6mm) \rightarrow fe = 520MPa$

10.13. Contraintes limites des aciers

a. L'état limite ultime

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

$\gamma_s = 1,15$ Pour une situation durable

$\gamma_s = 1$ Pour une situation accidentelle

Avec : $fe = 400MPa$

$\sigma_s = 348MPa$ Pour une situation durable

$\sigma_s = 400MPa$ Pour une situation accidentelle

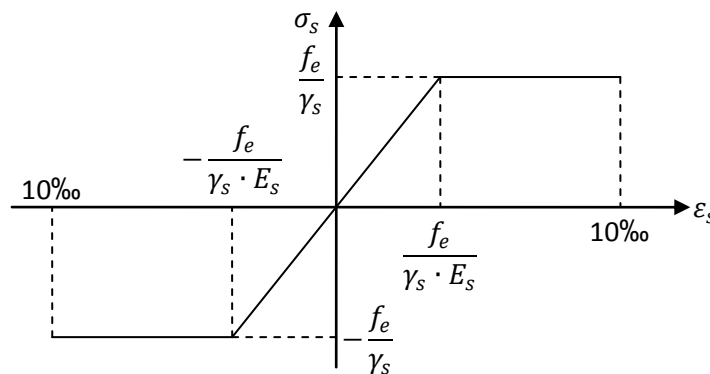


FIG.I.3 Diagramme Contrainte –déformation pour les aciers.

10.14. L'état limite de serviceBAEL91 (Art A. 4. 5, 32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

- fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \cdot fe; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
- fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5 \cdot fe; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec :

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \\ 1,3 \rightarrow HA\phi < 6mm \end{cases}$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

II.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA99/Version 2003, BAEL91, CBA93 et DTR. Afin de résister et reprendre les sollicitations.

II.2. Les planchers

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression. Ils nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, parmi lesquels on citera le plus important qui est celui de la flèche.

(Selon CBA93. Art B. 6. 8. 4. 2. 4).

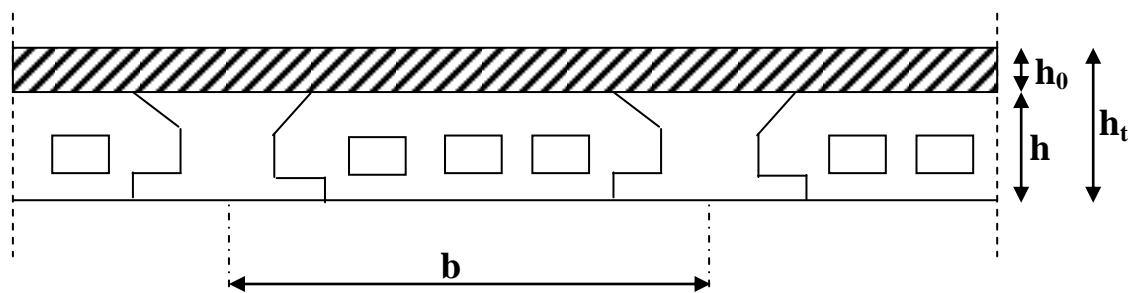


FIG. II. 1: Plancher a corps creux

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

h : Hauteur de l'hourdis.

$h_t = h_{DC} + h_{CC}$: Hauteur totale du plancher (dalle de compression + entrevous)

b : distance entre axes des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

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

L_{\max} : Longueur maximal de la travée entre nu d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre projet on a trouez des différents types :

A partir 3^{eme} ou 12^{eme} étage

$$h_t \geq \frac{450}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20\text{cm}$$

Donc on adopte pour un plancher de 24cm d'épaisseur, soit 20 cm de corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

À partir de RDC ou 2^{eme} etage

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L = 5,84$ m : Longueur entre nus d'appuis de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

D'où :

$h_t \geq 584/22,5 \Rightarrow h_t \geq 25,95$ cm, donc on adopte pour un plancher de 26 cm d'épaisseur,

Soit 20 cm de corps creux et 6 cm pour la dalle de compression.

II.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

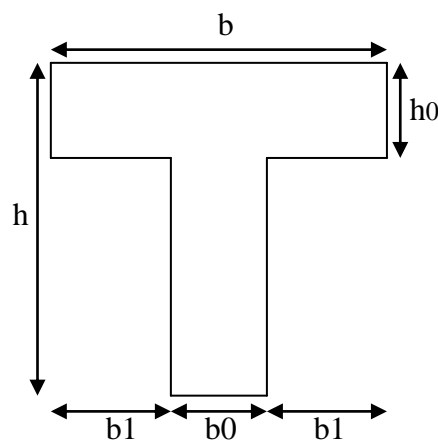


FIG.II.2 : Schéma d'une poutrelle de RDC jusqu'au 2^{ème} étage

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

-Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

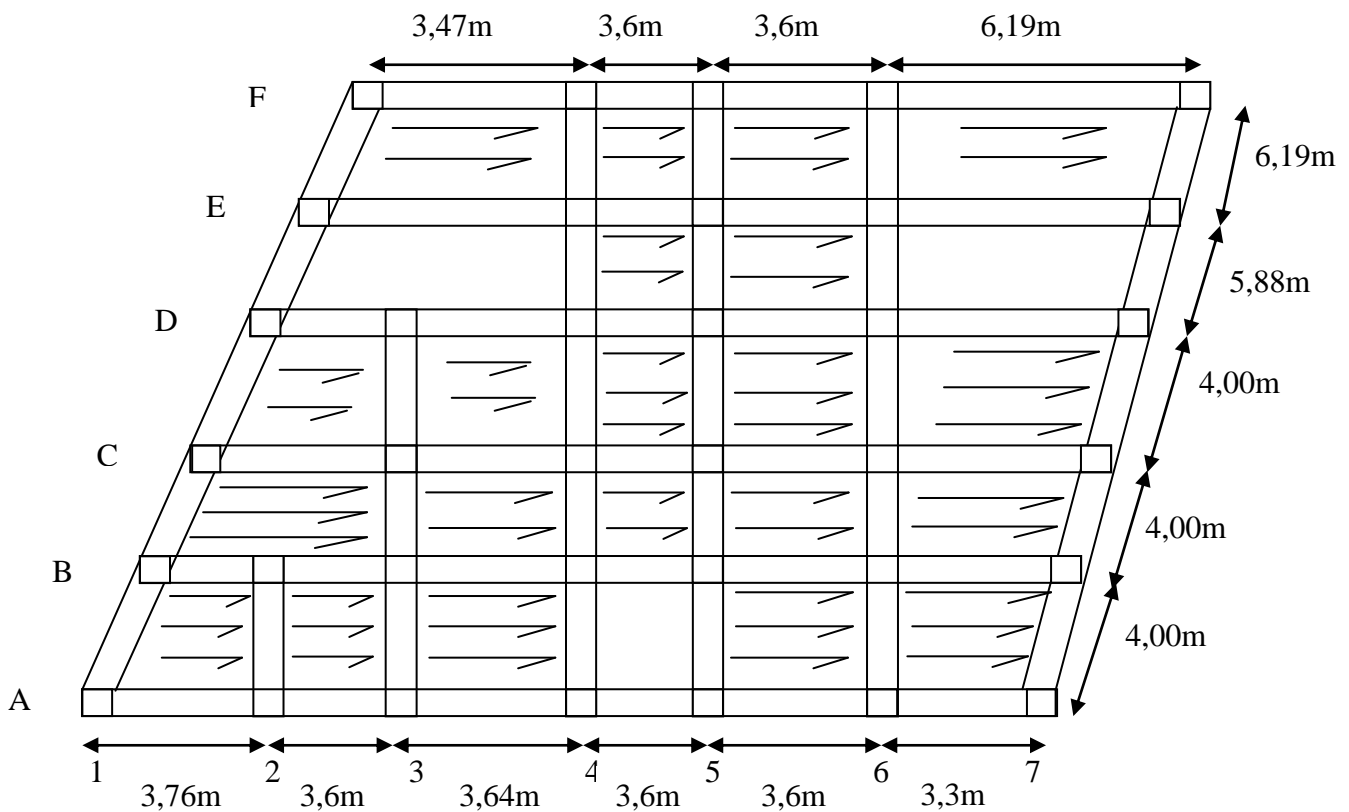


FIG.II.3 disposition des poutrelles

À partir de RDC jusqu'au 2^{eme} étage on a :

h : Hauteur du plancher (h = 26 cm).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression (h₀ = 6 cm).

b₀ : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times h$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times 26$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Où

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre projet, on a

$$L_x = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 330 \text{ cm}$$

Donc

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{330}{10}\right) = \min(27,5 ; 33) \quad \text{on aura}$$

Ce qui donne

$$b \leq 65,00 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 65,00 \text{ cm}$

Pour les autres étages (du 3^{eme} jusqu'au 12^{eme} étage) on a :

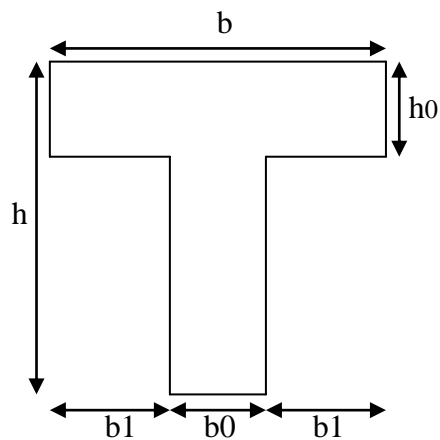


FIG.II.4: Schéma d'une poutrelle du 3^{eme} jusqu'au 12^{eme} étage

h : Hauteur du plancher ($h = 20 \text{ cm}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times h$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times 20$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Où

L_x : Est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Dans notre projet, on a

$$L_x = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 330 \text{ cm}$$

Donc

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{330}{10}\right) = \min(27,5; 33)$$

aura

Ce qui donne $b \leq 65 \text{ cm}$

On opte pour $b = 65 \text{ cm}$

II.2.3. Dalle pleine (Balcon)

II.2.3.1 Condition de résistance à la flexion

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \\ e \geq \frac{L_x}{20} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{pour une dalle sur deux appuis} \\ \text{pour une dalle sur un seul appui} \\ \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis} \end{array}$$

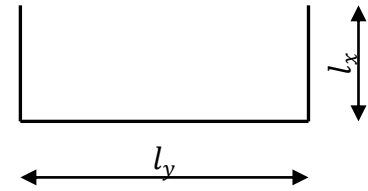


FIG II.5 schéma de la dalle pleine

II.2.3.2 La résistance au feu

$e = 7\text{cm}$	pour une heure de coupe de feu,
$e = 11\text{cm}$	pour deux heures de coup de feu,
$e = 17,5\text{cm}$	pour quatre heures de coup de feu

II.2.4. Les poutres

Les dimensions des poutres seront données par les formules suivantes selon BAEL91 :

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

$$0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$$

Avec :

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considérer.

a- Poutres principales

Pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage, on a :

$$\frac{660}{15} \leq h \leq \frac{660}{10} \Rightarrow 44 \leq h \leq 66 \Rightarrow h = 50\text{cm}$$

$$0,3 \cdot 50 \leq b \leq 0,7 \cdot 50 \Rightarrow 15 \leq b \leq 35 \Rightarrow b = 35\text{cm}$$

Vérifications selon RPA:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{50}{35} = 1,43 < 4 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la flexibilité

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h \geq \frac{L}{16} \Rightarrow h \geq \frac{660}{16} = 41,25$$

$$h = 50 > 41,25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Pour les autres étages, on a :

$$\frac{419}{15} \leq h \leq \frac{419}{10} \Rightarrow 27,93 \leq h \leq 41,9 \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$0,3 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 35\text{cm}$$

Vérifications selon RPA:

$$\begin{cases} b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{35} = 1,28 < 4 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de la flexibilité

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h \geq \frac{L}{16} \Rightarrow h \geq \frac{419}{16} = 26,187$$

$$h = 45 > 26,187 \rightarrow \text{vérifiée}$$

b- Poutres secondaires

Pour le RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage, on a :

$$\frac{584}{15} \leq h \leq \frac{584}{10} \Rightarrow 38,93 \leq h \leq 58,4 \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45 \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \Rightarrow b = 25\text{cm}$$

Vérifications selon RPA:

$$\begin{cases} b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{25} = 1,60 < 4 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de la flexibilité

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h \geq \frac{L}{16} \Rightarrow h \geq \frac{584}{16} = 36,5$$

$$h = 40 > 36,5 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Pour les autres étages, on a :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45 \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0,3 \cdot 35 \leq b \leq 0,7 \cdot 35 \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow b = 25\text{cm}$$

Vérifications selon RPA:

$$\begin{cases} b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,4 < 4 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification de la flexibilité

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h \geq \frac{L}{16} \Rightarrow h \geq \frac{450}{16} = 28,125$$

$$h = 35 > 28,125 \rightarrow \text{vérifiée}$$

II.2.5. les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces derniers.

Le pré dimensionnement est conduit comme stipule le RPA99.

- L'épaisseur minimale est : $e_{\min} = 15\text{cm}$ RPA99 (Article 7. 7. 1).
- $l \geq 4 \cdot e$ RPA99 (Article 7. 7. 1).

- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, comme indiqué à la figure ci-dessous :

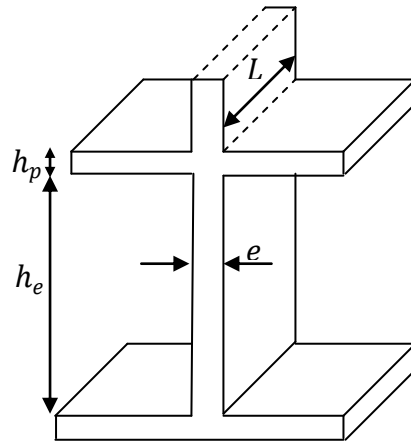


FIG. II. 6: Schéma du voile

Pour la hauteur totale d'étage égale à 4,08 m on aura :

$$h_l = h_t - e_{\text{dalle}}$$

Dans notre cas, on utilise des voiles simples, donc l'épaisseur est déterminée par la relation suivante : $e \geq h_e/20$

$$h_e = 4,08 - 0,26 = 3,82\text{m}$$

$$e \geq 3,82/20 \Rightarrow e \geq 19,1 \quad \text{Pour le RDC}$$

$$h_e = 3,5 - 0,26 = 3,24\text{m}$$

$$e \geq 3,24/20 \Rightarrow e \geq 16,2 \quad \text{Pour 1}^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étages}$$

$$h_e = 3,06 - 0,24 = 2,82\text{m}$$

$$e \geq 2,82/20 \Rightarrow e \geq 14,1 \quad \text{Pour les étages d'habitation}$$

On adopte pour RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages les voiles une épaisseur de :

- $e = 20$. Pour RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages

Et pour les autres étages $e = 15$ cm

La largeur des voiles sont :

$$L \geq 4 \cdot e \Rightarrow l \geq 4 \cdot 20 \Rightarrow l \geq 80\text{cm} \quad \text{Pour RDC, 1}^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étages}$$

$$\Rightarrow l \geq 4 \cdot 15 \Rightarrow l \geq 60\text{cm} \quad \text{pour les autres étages}$$

II.2.6. Les escaliers

Se sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

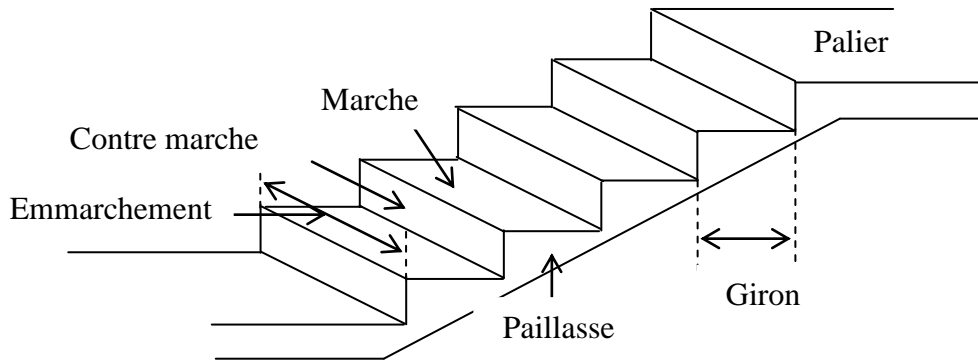


FIG.II.7: Détail d'un escalier droit

- h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$
- n : Nombre de contremarche.
- H : Hauteur à franchir avec une volée
- L : La portée totale projetée de l'escalier

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 65\text{cm}$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

II.2.6.1 Escalier du RDC

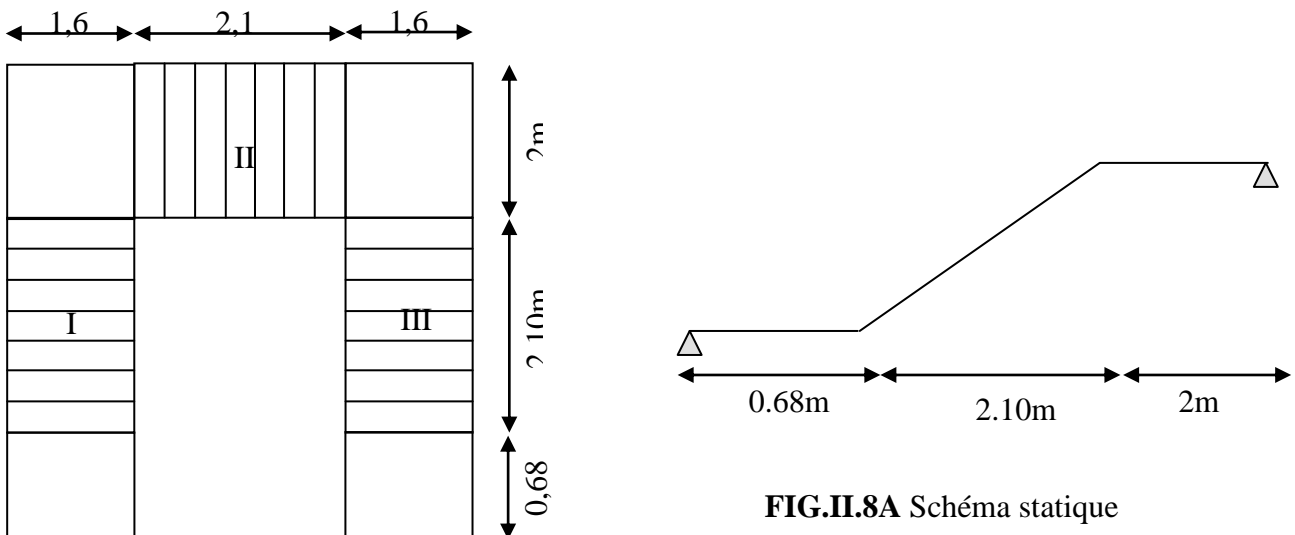


FIG.II.8A Schéma statique

FIG.II.8: Vue en plan d'escalier du

On prend $h = 17\text{cm} \Rightarrow n = \frac{408}{17} = 24$ (contremarches)

Le nombre de marche pour chaque volée est :

$$24/3 - 1 = 7 \text{ (marches)}$$

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

$$60 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 65 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{8 \cdot 17}{210} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

- **Dimensionnement de la paillasse et du palier**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L: \text{La portée totale projetée de l'escalier } L = \left(2,1 / \cos 32,92\right) + 2 + 0,68 = 5,18\text{m.}$$

$$\frac{518}{30} \leq e \leq \frac{518}{20} \Rightarrow 17,27 \leq e \leq 25,9 \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

$$G_{\text{pai}} = 5,95 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges sur le palier**

Tableau II.1: Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,30
Poids propre	20	25	5,00
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 5,95
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau II.2: Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,3
Paillasse	20/ (cos α)	25	5,95
Marches	17/2	22	1,87
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 8,77
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

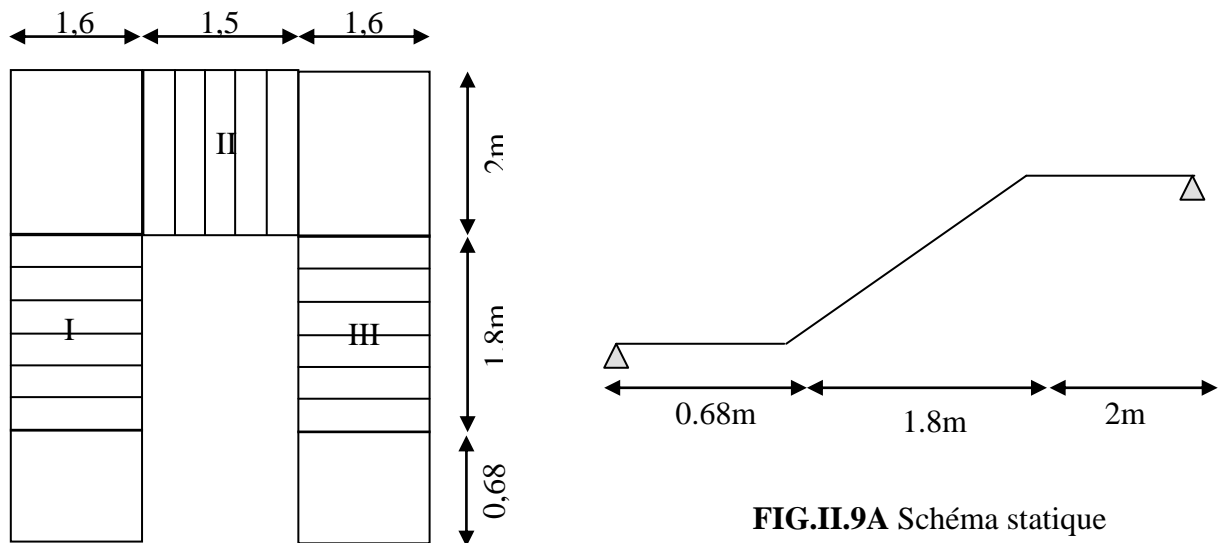
II.2.6.2. Escalier du 1^{er} étage

FIG.II.9A Schéma statique

FIG.II.9: Vue en plan d'escalier du 1^{er} étage

On prend $h = 17,5\text{cm} \Rightarrow n = 350/17,5 = 20$ (contremarches)

Le nombre de marche totale est :

$$20 - 3 = 17 \text{ (marches)}$$

Soit 6 marches pour les volées (I et III) et 5 marches pour la volée (II).

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

$$60 \leq 30 + 2 \cdot 17,5 \leq 65 \Rightarrow 60 \leq 65 \leq 65 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Pour I et III on a :

$$\text{tg}\alpha = \frac{7 \cdot 17,5}{180} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,23^\circ$$

- Dimensionnement de la paillasse et du palier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L: \text{ La portée totale projetée de l'escalier } L = \left(\frac{1,8}{\cos 34,23} \right) + 2 + 0,68 = 4,85\text{m}$$

$$\frac{485}{30} \leq e \leq \frac{485}{20} \Rightarrow 16,16 \leq e \leq 24,25 \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

$$G_{\text{pai}} = 6,04 \text{ KN/m}^2$$

- Evaluation des charges sur le palier

Tableau. II.3: Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,30
Poids propre	20	25	5.00
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 5,95
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- Evaluation des charges sur la volée

Tableau II.4: Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,3
Paillasse	20/ (cos α)	25	6.04
Marches	17,5/2	22	1.92
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 8,81
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

II.2.6.3. Escalier du 2^{ème} étage
1^{er} type :

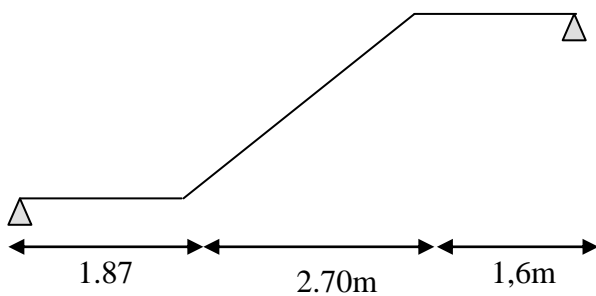


FIG.II.10A Schéma statique

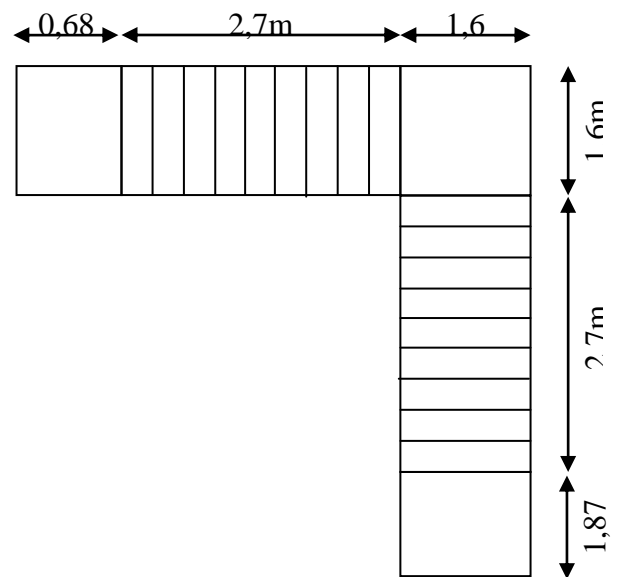


FIG.II.10: Vue en plan d'escalier du 2^{ème} étage

$$d \ h = 17,5\text{cm} \Rightarrow n = 350/17,5 = 20 \text{ (contremarches)}$$

Le nombre de marche totale est :

$$20 - 2 = 18 \text{ (marches)}$$

Soit 9 marches pour chaque volée.

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

$$60 \leq 30 + 2 \cdot 17,5 \leq 65 \Rightarrow 60 \leq 65 \leq 65 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{10 * 17,5}{270} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,94^\circ$$

- **Dimensionnement de la paillasse et du palier**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec:L: La portée totale projetée de l'escalier

$$L = \left(2,7 / \cos 32,94 \right) + 1,6 + 1,87 = 6,68\text{m}$$

$$\frac{668}{30} \leq e \leq \frac{668}{20} \Rightarrow 22,26 \leq e \leq 33,4 \Rightarrow e = 25\text{cm}$$

$$G_{\text{pai}} = 7,44 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges sur le palier**

Tableau II.5: Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,30
Poids propre	25	25	6.25
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 7,2
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau II.6: Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,3
Paillasse	25/ (cos α)	25	7.44
Marches	17,5/2	22	1.92
Enduit plâtre	1,5	14	0,21

Charge permanente totale	$G = 10,31$
Surcharge d'exploitation	$Q = 2,50$

2^{ème} type

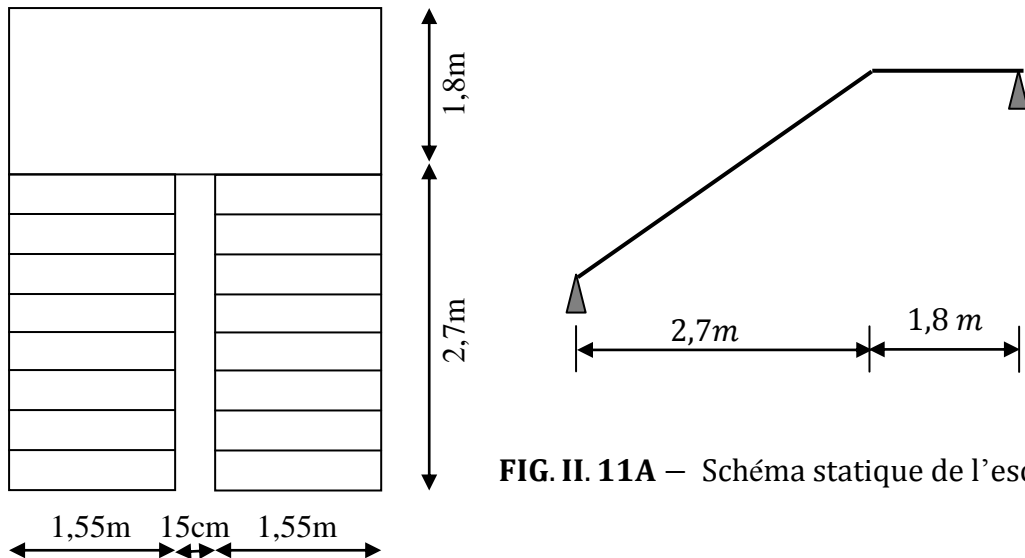


FIG. II. 11A – Schéma statique de l'escalier

FIG.II.11: Vue en plan d'escalier du 3^{ème} étages jusqu'au 12^{ème} étages

On prend $h = 17,5\text{cm} \Rightarrow n = 350/17,5 = 20$ (contremarches)

Le nombre de marche totale est :

$$20 - 2 = 18(\text{marches})$$

Soit 9 marches pour chaque volée.

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

$$60 \leq 30 + 2 \cdot 17,5 \leq 65 \Rightarrow 60 \leq 65 \leq 65 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{10 \times 17,5}{270} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,94^\circ$$

- Dimensionnement de la paillasse et du palier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L: \text{La portée totale projetée de l'escalier} \quad L = \left(\frac{2,7}{\cos 32,94} \right) + 1,8 = 5,02\text{m}$$

$$\frac{502}{30} \leq e \leq \frac{502}{20} \Rightarrow 16,73 \leq e \leq 25,1 \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

$$G_{\text{pai}} = 5,95 \text{ KN/m}^2$$

- Evaluation des charges sur le palier

Tableau. II.7: Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,30
Poids propre	20	25	5,00
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 5,95
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- Evaluation des charges sur la volée

Tableau II.8: Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,3
Paillasse	20/ (cos α)	25	5.95
Marches	17,5/2	22	1.92
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 8,82
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

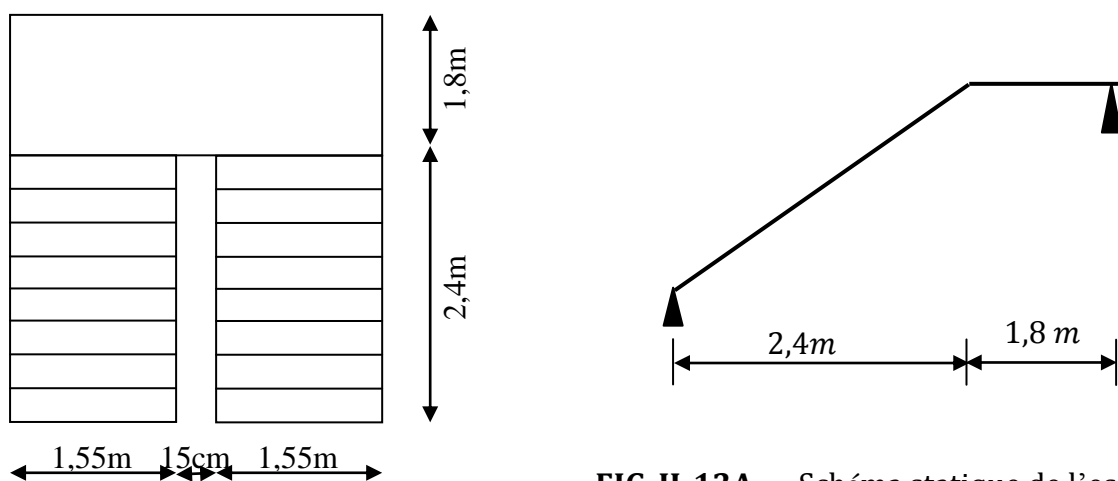
II.2.6.4. Escalier du 3^{ème} jusqu'au 12^{ème} étages

FIG. II. 12A – Schéma statique de l'escalier

FIG.II.12: Vue en plan d'escalier du 3^{ème} jusqu'au 12^{ème} étages

On prend $h = 17\text{cm} \Rightarrow n = 306/17 = 18$ (contremarches)

Le nombre de marche totale est :

$$18 - 2 = 16(\text{marches})$$

Soit 8 marches pour chaque volée.

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

$$60 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 65 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{9 \cdot 17}{240} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

- **Dimensionnement de la paillasse et du palier**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L: \text{La portée totale projetée de l'escalier} \quad L = \left(2,4 / \cos 32,51 \right) + 1,8 = 4,64\text{m}$$

$$\frac{464}{30} \leq e \leq \frac{464}{20} \Rightarrow 15,46 \leq e \leq 23,2 \Rightarrow e = 16\text{cm}$$

$$G_{\text{pai}} = 5,93 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges sur le palier**

Tableau II.9: Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,30
Poids propre	16	25	4,00
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 4,95
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau II.10: Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	1,5	20	0,3
Paillasse	16/ (cos α)	20	3,79
Marches	17/2	22	1,87
Enduit plâtre	1,5	14	0,21
Charge permanente totale			G = 6,61

Surcharge d'exploitation	Q = 2,50
---------------------------------	-----------------

II.2.7. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien.

a) Charge verticale

1- La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,07) + \left(\frac{0,1 \cdot 0,03}{2} \right) = 0,0685 \text{m}^2$$

2- Le poids propre de l'acrotère est :

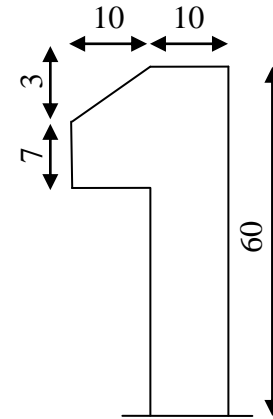
$$G_0 = 25 \cdot 0,0685 = 1,71 \text{KN/m}$$

3- Enduit en ciment ($e = e_{\text{ex}} + e_{\text{int}}$)

$$e = 3 \text{ cm}$$

$$G_1 = 20 \cdot 0,6 \cdot 0,03 = 0,36 \text{ KN/m}$$

$$\text{Le poids total estimé est : } W_p = G_0 + 2G_1 = 2,07 \text{KN/m}$$



b) Charge horizontale (Charge sismique)

FIG.II.13: Détail de

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due à l'acrotère

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow \text{RPA(article 6.2.3)}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone \rightarrow RPA99 (Tableau 4.1)

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 \rightarrow RPA99 (Tableau 6.1)

W_p: Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 2,07 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,89 = 0,91 \text{KN}$$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de $(b \cdot h) = (100 \cdot 10) \text{cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

II.2.8. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à L'ELU en compression simple tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N.

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante : $\bar{\sigma}_{bc} \geq N/B$

Avec :

N: Effort normal de la compression déterminé par la descente de charges.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{MPa}$$

B: Section du poteau.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99 (version 2003)**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II_a :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

En considérant d'après les plans d'architecture et les limites imposées par le RPA99, on prévoit les sections suivantes afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau :

Tableau II.11: section des poteaux préalablement adoptées

RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65 x 65 cm ²
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55 x 55 cm ²
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45 x 45 cm ²
10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage	40 x 40 cm ²

II.3. Évaluation des charges et surcharges

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire (**D.T.R-BC.2.2**).

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.12: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection mécanique (gravillon) roulée	5	1
2	Étanchéité multicouches	2	0,12
3	Isolation thermique	4	0,01
4	Forme de pente	6,5	1,43
5	Plancher en corps creux	20 + 4	3,10
6	Enduit de plâtre	1,5	0,15
G_{total}			5,81

II.3.2. Plancher étage courant

À partir de RDC jusqu'au 2^{ème} étage

Tableau II.13: Evaluation des charges dans le plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Cloison intérieure	10	1
2	Revêtement carrelage	2	0,4
3	Mortier de pose	2	0,4
4	Couche de sable	2	0,36
5	Plancher en corps creux	20 + 6	3,7
6	Enduit de plâtre	1,5	0,15
G_{total}			6,01

À partir du 3^{ème} jusqu'au 12^{ème}

Tableau II.14: Evaluation des charges dans le plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Cloison intérieure	10	1
2	Revêtement carrelage	2	0,4
3	Mortier de pose	2	0,4
4	Couche de sable	2	0,36
5	Plancher en corps creux	20 + 4	3,10
6	Enduit de plâtre	1,5	0,15
G_{total}			5,41

II.3.3. Balcon

Tableau II.15: Evaluation des charges dans le plancher étage balcon

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	15	3,75
2	Revêtement carrelage	2	0,4
3	Mortier de pose	2	0,4
4	Couche de sable	2	0,36
5	Enduit de plâtre	1,5	0,15
G_{total}			5,06

II.3.4. Murs extérieure

Tableau II.16: Evaluation des charges dans les murs extérieure

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	10	0,9
2	Brique creuse	10	0,9
3	Lame d'air	5	0
4	Enduit en ciment	1,5	0,27
5	Enduit de plâtre	1,5	0,15
G_{total}			1,32

II.3.5. Les surcharges d'exploitation (Q)

Selon la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

- Terrasse inaccessible **Q= 1,0 KN/m²**
- Habitation (du 3^{ème} au 12^{ème} étage) **Q= 1,5 KN/m²**
- Bureaux (1^{ème} et 2^{ème} étage) **Q= 2,5 KN/m²**
- Locaux commerciaux (Rez-de-chaussée) **Q = 5,0 KN/m²**

- Balcon (étage courant) $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$
- Escalier : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II.4. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charge et surcharge) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.4.1. Evaluation des charges sur les éléments porteurs

RDC

On fixe la section des poteaux de $(0,65 \times 0,65) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,65 \times 0,65 \times 4,08 \times 25 = 43,09 \text{ KN}$$

1^{er} et 2^{em} étage

On fixe la section des poteaux de $(0,65 \times 0,65) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,65 \times 0,65 \times 3,5 \times 25 = 36,96 \text{ KN}$$

3^{em} étage

On fixe la section des poteaux de $(0,65 \times 0,65) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,65 \times 0,65 \times 3,06 \times 25 = 32,32 \text{ KN}$$

4^{er}, 5^{em} et 6^{eme} étage

On fixe la section des poteaux de $(0,55 \times 0,55) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,55 \times 0,55 \times 3,06 \times 25 = 23,14 \text{ KN}$$

7^{em}, 8^{eme} et 9^{eme} étage

On fixe la section des poteaux de $(0,45 \times 0,45) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,49 \text{ KN}$$

10^{eme}, 11^{em} et 12^{eme} étage

On fixe la section des poteaux de $(0,40 \times 0,40) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pot}} = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN}$$

Pour les poutres principales et secondaires sont fixées à partir de 3^{em} jusqu'au 12^{em} étage comme suit :

Poutres principales $(0,45 \times 0,25) \text{ m}^2$

$$P_{\text{pp}} = 0,40 \times 0,25 \times 3,55 \times 25 = 13,978 \text{ KN}$$

Poutres secondaires $(0,45 \times 0,35) \text{ m}^2$

$$P_{\text{ps}} = 0,35 \times 0,25 \times 3,9 \times 25 = 8,532 \text{ KN}$$

Pour les poutres principales et secondaires du RDC, 1^{er} et 2^{em} étage sont fixées comme suit :

Poutres principales $(0,50 \times 0,35) \text{ m}^2$

$$P_{pp} = 0,50 \times 0,35 \times 3,55 \times 25 = 15,53 \text{ KN}$$

Poutres secondaires ($0,40 \times 0,25$) m²

$$P_{ps} = 0,40 \times 0,25 \times 3,9 \times 25 = 9,75 \text{ KN}$$

II.4.1. Surface afférente du poteau central

Pour les charges permanentes :

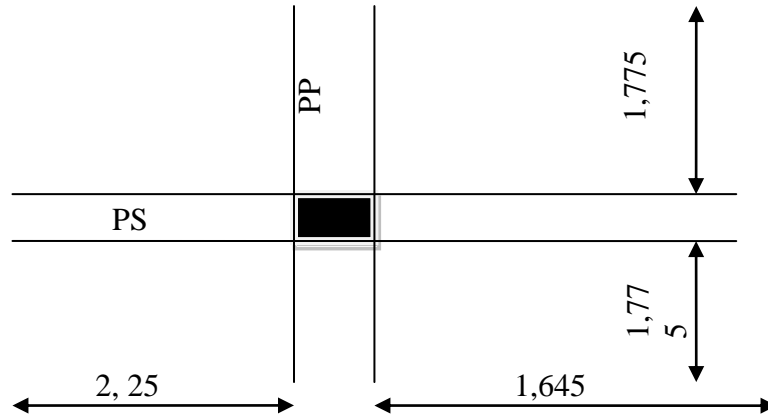


FIG.II.14. Surface afférente du poteau C3

$$S = (1,775 + 1,775) \times (1,645 + 2,25) = 13,82 \text{ m}^2$$

Pour les charges d'exploitations :

$$S_{\text{terrasse}} = (1,775 + 0,25 + 1,775) \times (1,645 + 0,35 + 2,25) = 16,13 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = (1,775 + 1,775) \times (1,645 + 2,25) = 13,97 \text{ m}^2$$

II.4.2. La loi de dégression

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression donnée ci-après est applicable.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

II.4.3. Énoncé de la loi de dégression : DTR B. C 2. 2 (Art. IV. 6. 3)

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression énonce que les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la terrasse ... Q_0

Pour le dernier étage ... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur ... 0,90 Q

Pour l'étage immédiatement inférieur ... 0,80 Q

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,50 Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

$$N^{\circ}14 : Q_0 = 15,75 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}13 : Q_1 = 15,75 + 20,74 = 36,49 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}12 : Q_2 = 35,46 + (0,9 \times 20,74) = 55,156 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}11 : Q_3 = 53,20 + (0,8 \times 20,74) = 71,748 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}10 : Q_4 = 68,97 + (0,7 \times 20,74) = 86,266 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}09 : Q_5 = 82,76 + (0,6 \times 20,74) = 98,71 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}08 : Q_6 = 94,59 + (0,5 \times 20,74) = 109,08 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}07 : Q_7 = 104,446 + (0,5 \times 20,74) = 119,45 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}06 : Q_8 = 114,30 + (0,5 \times 20,74) = 129,82 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}05 : Q_9 = 124,15 + (0,5 \times 20,74) = 140,19 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}04 : Q_{10} = 134 + (0,5 \times 20,74) = 150,56 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}03 : Q_{11} = 144,86 + 34,55 = 185,11 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}02 : Q_{12} = 174,1 + 34,55 = 219,66 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}01 : Q_{12} = 209,56 + 69,1 = 288,76 \text{ KN}$$

TABLEAU II.17 - Descente de charge du poteau C3

N°	Désignation		G (KN)	Q (KN)
N°14	Plancher terrasse inaccessible.		76,15	
	Poutres principales.		13.978	
	Poutres secondaires		8,532	
Σ			98.66	15,75
N°13	Venant de N°14.		98.66	
	Poutres principales.		13.978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		12,24	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			238.83	36,49
N°12	Venant de N°13.		238,83	
	Poutres principales.		13.978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		12,24	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			379	55,156
N°11	Venant de N°12.		379	
	Poutres principales.		13.978	

	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		12,24	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			519.17	71,748
N°10	Venant de N°11.		519,17	
	Poutres principales.		13.978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		15,49	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			662,59	86,266
N°09	Venant de N°10.		662.59	
	Poutres principales.		13,978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		15,49	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			806.01	98,71
N°08	Venant de N°09.		806.01	
	Poutres principales.		13.978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		15,49	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			949.43	109,08
N°07	Venant de N°08.		949.43	
	Poutres principales.		13.978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		23,14	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			1100.5	119,45
N°06	Venant de N°07.		1100.5	
	Poutres principales.		13.978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		23,14	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			1251.57	129,82
N°05	Venant de N°06.		1251.57	
	Poutres principales.		13.978	

	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		23,14	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			1402,64	140,19
N°04	Venant de N°05.		1402,64	
	Poutres principales.		13,978	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		32,32	
	Plancher étage courant.		70,62	
	Murs intérieure		34,80	
Σ			1562,8	150,56
N°03	Venant de N°04.		1562,8	
	Poutres principales.		15,53	
	Poutres secondaires.		9,75	
	Poteaux.		36,96	
	Plancher étage courant.		83,05	
	Murs intérieure		39,20	
Σ			1747,29	185,11
N°02	Venant de N°03.		1747,29	
	Poutres principales.		15,53	
	Poutres secondaires.		9,75	
	Poteaux.		36,96	
	Plancher étage courant.		83,05	
	Murs intérieure		39,20	
Σ			1931,78	219,66
N°01	Venant de N°02.		1931,78	
	Poutres principales.		15,53	
	Poutres secondaires.		9,75	
	Poteaux.		43,09	
	Murs intérieure		46,71	
Σ			2046,86	288,76

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

$$P_U = 1,35(2046,86) + 1,5(288,76)$$

$$P_U = 3196,40 \text{ KN}$$

Selon le **BAEL (art B. 8. 1, 1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_U = 1,1 \times 3196,40 = 3516,04 \text{ KN.}$$

II.4.4. Surface afférente du poteau contenant un escalier

Pour les charges d'exploitations :

$$\text{Terrasse : } S_0 = (1,775 + 0,25 + 0,6) \times (1,645 + 0,25 + 1,625) = 9,24\text{m}^2$$

$$\text{Étage courant : } S_1 = 2,92$$

Escalier

$$S_2 = 3,86\text{m}^2$$

Balcon

$$S_3 = 1,645\text{m}^2$$

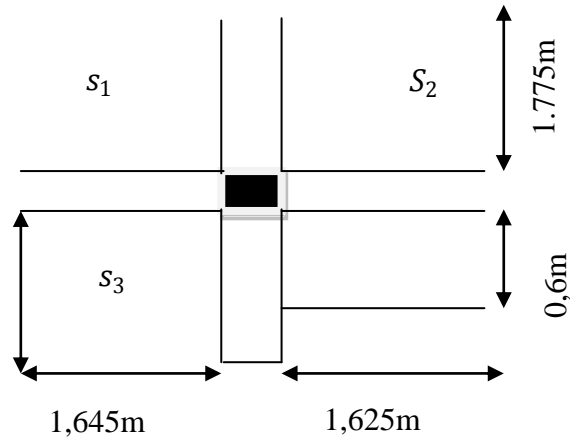


FIG.II.15. Surface afférente du poteau A4

II.4.5. La loi de dégression

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression donnée ci-après est applicable.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

II.4.5.1. Énoncé de la loi de dégression : DTR B. C 2. 2 (Art. IV. 6. 3)

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression énonce que les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la terrasse ... Q_0

Pour le dernier étage ... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur ... $0,90 Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur ... $0,80 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,50 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

$$\text{N}^\circ 14 : Q_0 = 9,24 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 13 : Q_1 = 9,24 + 19,78 = 30,02 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 12 : Q_2 = 30,02 + (0,9 \times 19,78) = 47,82 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 11 : Q_3 = 47,82 + (0,8 \times 19,78) = 63,646 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 10 : Q_4 = 63,646 + (0,7 \times 19,78) = 77,492 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 09 : Q_5 = 77,492 + (0,6 \times 19,78) = 89,36 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 08 : Q_6 = 89,36 + (0,5 \times 19,78) = 99,25 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 07 : Q_7 = 99,25 + (0,5 \times 19,78) = 109,14 \text{ KN}$$

$$\text{N}^\circ 06 : Q_8 = 109,14 + (0,5 \times 19,78) = 119,03 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}05 : Q_9 = 119,03 + (0,5 \times 19,78) = 128,92 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}04 : Q_{10} = 128,92 + (0,5 \times 19,78) = 138,81 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}03 : Q_{11} = 138,81 + 22,06 = 160,87 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}02 : Q_{12} = 160,87 + 22,06 = 182,93 \text{ KN}$$

$$N^{\circ}01 : Q_{12} = 182,93 + 44,125 = 227,055 \text{ KN}$$

TABLEAU II.18 – Descente de charge du poteau A4

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°14	Plancher terrasse inaccessible. Poutres principales. Poutres secondaires L'acrotère	50,91 8,875 8,532 7,28	
Σ		75,597	9,24
N°13	Venant de N°14. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Plancher étage courant. Balcon Murs (intérieure+extérieure)	75,597 8,875 8,532 12,24 14,92 8,32 39,86	
Σ		168,344	30,02
N°12	Venant de N°13. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Plancher étage courant. Balcon Murs (intérieure+extérieure) Escalier	168,344 8,875 8,532 12,24 14,92 8,32 39,86 21,35	
Σ		261,091	47,82
N°11	Venant de N°12. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Plancher étage courant. Balcon Murs (intérieure+extérieure) Escalier	261,091 8,875 8,532 12,24 14,92 8,32 39,86 21,35	
Σ		449,835	63,646
N°10	Venant de N°11. Poutres principales. Poutres secondaires.	449,835 8,875 8,532	

	Poteaux.		15,49	
	Plancher étage courant.		14,92	
	Balcon		8,32	
	Murs (intérieure+extérieure)		39,86	
	Escalier		21,35	
Σ			545,832	77,492
N°09	Venant de N°10.		545,832	
	Poutres principales.		8,875	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		15,49	
	Plancher étage courant.		14,92	
	Balcon		8,32	
	Murs (intérieure+extérieure)		39,86	
	Escalier		21,35	
Σ			641,829	89,36
N°08	Venant de N°09.		641,829	
	Poutres principales.		8,875	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux..		15,49	
	Plancher étage courant.		14,92	
	Balcon		8,32	
	Murs (intérieure+extérieure)		39,86	
	Escalier		21,35	
Σ			737,826	99,25
N°07	Venant de N°08.		737,826	
	Poutres principales.		8,875	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		23,14	
	Plancher étage courant.		14,92	
	Balcon		8,32	
	Murs (intérieure+extérieure)		39,86	
	Escalier		21,35	
Σ			833,823	109,14
N°06	Venant de N°07.		833,823	
	Poutres principales.		8,875	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		23,14	
	Plancher étage courant.		14,92	
	Balcon		8,32	
	Murs (intérieure+extérieure)		39,86	
	Escalier		21,35	
Σ			937,47	119,03
N°05	Venant de N°06.		937,47	

	Poutres principales.		8,875	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		23,14	
	Plancher étage courant.		14,92	
	Balcon		8,32	
	Murs (intérieure+extérieure)		39,86	
	Escalier		21,35	
Σ			1041,11	128,92
N°04	Venant de N°05.		1041,11	
	Poutres principales.		8,875	
	Poutres secondaires.		8,532	
	Poteaux.		32,32	
	Plancher étage courant.		14,92	
	Balcon		8,32	
	Murs (intérieure+extérieure)		39,86	
	Escalier		21,35	
Σ			1175,29	138,81
N°03	Venant de N°04.		1175,29	
	Poutres principales.		15,53	
	Poutres secondaires.		13,16	
	Poteaux.		36,96	
	Plancher étage courant.		25,60	
	Murs (intérieure+extérieure)		15,17	
	Escalier		21,35	
Σ			1303,06	160,87
N°02	Venant de N°03.		1303,06	
	Poutres principales.		15,53	
	Poutres secondaires.		13,16	
	Poteaux.		36,96	
	Plancher étage courant.		50,90	
	Murs (intérieure+extérieure)		15,17	
Σ			1434,784	182,93
N°01	Venant de N°02.		1434,784	
	Poutres principales.		15,53	
	Poutres secondaires.		13,16	
	Poteaux.		43,09	
Σ			1506,56	227,055

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

$$P_U = 1,35(1506,56) + 1,5(227,055)$$

$$P_U = 2374,443 \text{ KN}$$

II.5. Vérification du poteau au niveau de RDC :

Selon le **BAEL (art B. 8. 1, 1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_U = 1,1 \times 2374,443 = 2730,24 \text{ KN}$$

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau central qui est le plus sollicité sous charges verticales.

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- ✓ Le critère de résistance.
- ✓ Le critère de stabilité de forme.
- ✓ Les règles du RPA99/2003.

a- Critère de résistance

$$\frac{N}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3433,53}{15 * 10^3} \Rightarrow B \geq 0,228 \text{ m}^2$$

On aura

$$S = 0,65 * 0,65 = 0,422 \text{ m}^2 \geq 0,228 \text{ m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

a- Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B. 8.4, 1})$$

Avec

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a - 2) * (b - 2)$).

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ (rayon de giration)

B : section du poteau

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,65 \times 0,65^3}{12} = 0,0148 \text{ m}^4 \quad (\text{section rectangulaire})$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0148}{0,4225}} = 0,187 \text{ m}$$

l_f = Longueur de flambement ;

$$l_f = 0,7 l_0 \quad (\text{BAEL91 art B.8.3, 31})$$

$$l_f = 0,7 * 3,58 = 2,506 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,856}{0,187} = 13,40$$

$$\lambda = 13,40 < 50$$

D'où

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,825$$

D'après le **BAEL91** : $A_s = 1\% B_r$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le **BAEL91 art B. 8. 4. 1** ;

$$B_r \geq \frac{1,1 * N_u^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right)}$$

A. N:

$$B_r \geq \frac{1,1 \times 3516,04 * 10^{-3}}{0,825 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} = 0,213 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) = (0,65 - 0,02)(0,65 - 0,02)$$

$$\Rightarrow B_r = 0,3969 \text{ m}^2 > 0,213 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement du poteau.

b. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7. 4. 1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

$$\min(h, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$\min(h, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

vérifiée

c. Pré-vérification de l'effort normal réduit

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal réduit (sans majoration).

B_c : Section brute du béton

$$N_d = 3121,39 \text{ KN}$$

$$B_c = 0,4225 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{3121,39 \times 10^{-3}}{0,4225 \times 25} = 0,295 \leq 0,3 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la section choisie des poteaux de RDC (65×65)cm² est valable.

Pour l'étage RDC :

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

$$P_U = 3196,40 \text{ KN}$$

Selon le **BAEL (art B.8.1,1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_u^* = 1,1 \times 3196,40 = 3516,04 \text{ KN.}$$

Tableau II.18. Vérification au flambement des poteaux pour l'étage RDC

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r \geq \frac{1,1 * N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$
0.4225	0.3969	4.08	2.506	0.187	13.40	0.825	0.213

Pour les étages : 1 et 2 :

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

$$P_U = 2937,39 \text{ KN}$$

Selon le **BAEL (art B.8.1,1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_u^* = 1,1 \times 2937,39 = 3231,13 \text{ KN.}$$

Tableau II.19. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 1 et 2

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r \geq \frac{1,1 * N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$
0.4225	0,3969	3.00	2,1	0,187	11.22	0,832	0,176

Pour le 3^{eme} étage on a :

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

$$P_U = 2335.62 \text{KN}$$

Selon le **BAEL (art B. 8. 1, 1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_u^* = 1,1 \times 2335.62 = 2569.18 \text{KN.}$$

Tableau II.20. Vérification au flambement des poteaux pour le 3^{eme} étage

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r \geq \frac{1,1 * N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$
0.4225	0,3969	2.61	1.827	0,187	9.77	0,836	0,139

Pour les étages 4, 5 et 6 on a :

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

$$P_U = 2103.85 \text{KN}$$

Selon le **BAEL (art B. 8. 1, 1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_U = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_U = 1,1 \times 2103.85 = 2314.23 \text{KN.}$$

Tableau II.21. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 4,5 et 6

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r \geq \frac{1,1 * N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$
0,3025	0,2809	2.61	1.827	0,158	11.56	0,831	0,126

Pour les étages 7, 8 et 9 on a :

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

$$P_U = 1445.35 \text{ KN}$$

Selon le **BAEL (art B.8.1, 1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_u^* = 1,1 \times 1445.35 = 1589.88 \text{ KN.}$$

Tableau II.22. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 7,8 et 9

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r \geq \frac{1,1 * N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$
0,2025	0,1849	2.61	1.827	0,129	14.16	0,823	0,087

Pour les étages 10, 11 et 12 on a :

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

$$P_U = 808.5 \text{ KN}$$

Selon le **BAEL (art B.8.1, 1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

Après majoration on trouve à la base

$$N_u^* = 1,1 \times N_U \Rightarrow N_u^* = 1,1 \times 808.5 = 889.35 \text{ KN.}$$

Tableau II.23. Vérification au flambement des poteaux pour les étages 10,11 et 12

B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r \geq \frac{1,1 * N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$
0,16	0,1444	2.61	1.827	0,115	15.88	0,816	0,049

II.6. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données *RPA99 /2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des

poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (C3). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage à 65 x 65 cm².

4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage à 55 x 55 cm².

7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage à 45 x 45 cm².

10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étage à 40 x 40 cm².

III.1 Etude des planchers

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation et doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

III.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, elles sont considérées comme des poutres sur plusieurs appuis.

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode Forfaitaire (*Annexe E. 1 du BAEL 91*)

A.1 Domaine d'application (*BAEL Art. B. 6. 210*)

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (*F.P.N*).

A.2 Application de la méthode

Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$\begin{cases} M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \max[1,05 ; (1 + 0,3\alpha)]M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 & \text{travée intermédiaire} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 & \text{travée de rive} \end{cases}$$

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

0,6M₀ Pour une poutre à deux travées.

0,5M₀ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4M₀ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-)\mathbf{0,15M_0}$.

Tel que $M_0 = \max(M_0^1; M_0^n)$

Evaluation de l'effort tranchant

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

15% si c'est une poutre à deux travées.

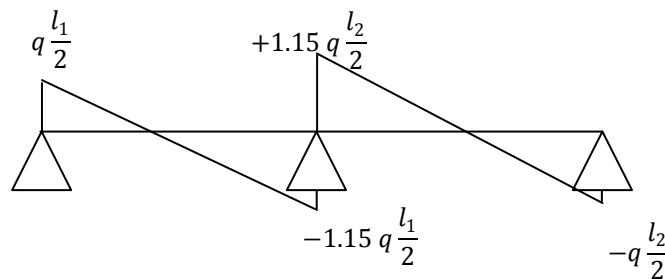


FIG. III. 1 – Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

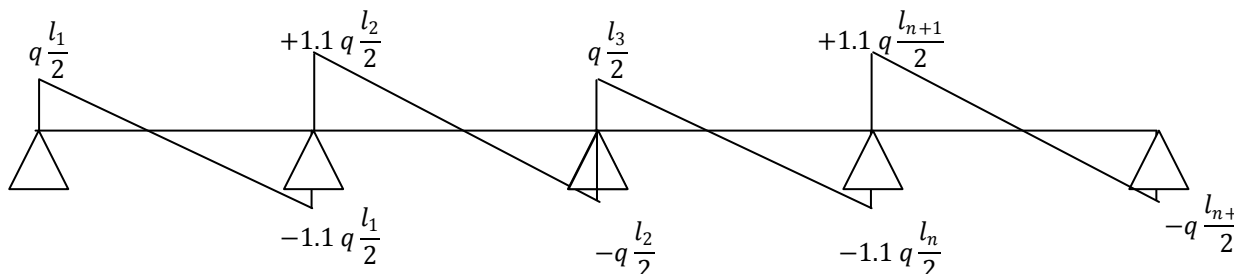


FIG. III. 2 -Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

B. Méthode de Caquot (Annexe E. 2 du BAEL 91)

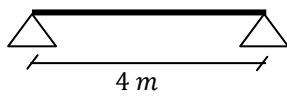
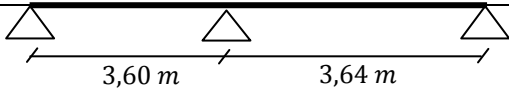
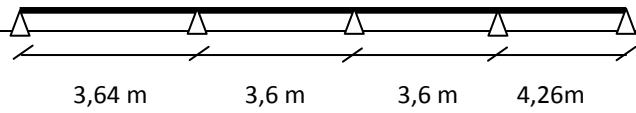
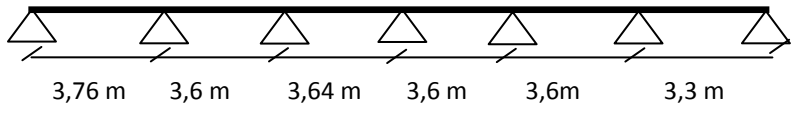
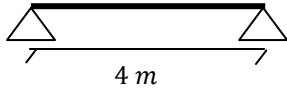
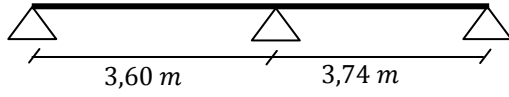
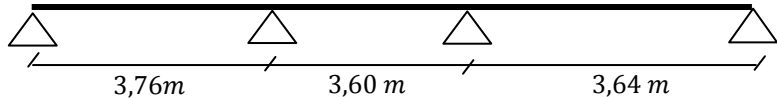
Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- a. La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- b. L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

III.1.2 Différents types de poutrelles

On distingue, selon le nombre d'appuis, quatre types de poutrelles dans le bâtiment principal et deux types dans le bâtiment annexe. Les différents schémas sont présentés au tableau III. 1.

TABLEAU III.1 – Les différents types de poutrelles

<i>Terrasse inaccessible</i>	
Type	Schéma statique
<i>Type 1</i>	
<i>Type 2</i>	
<i>Type 4</i>	
<i>Type 6</i>	
Etage courant	
<i>Type 1</i>	
<i>Type 2</i>	
<i>Type 3</i>	

Type 4	
Type 5	
Terrasse accessible	
Type 1	
Type 2	
Type 4	
Type 6	

III.1.3 Exemple de calcul

Pour notre calcul on exposera le type 2 du plancher RDC du bâtiment principal, et les autres types seront illustrés dans les tableaux III. 1, III. 2 et III. 3.

Etage d’habitation

A. Calcul à l’ÉLU

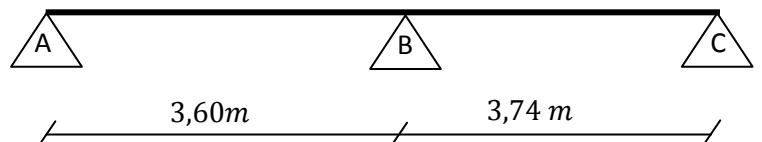


FIG. III. 3 – Schéma statique du type 1

$$G = 5,41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

A.1 Evaluation des sollicitations

$$p_u = (1,35 \times 5,41) + (1,5 \times 1,5) = 9,55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = p_u \times b = 9,55 \times 0,65 = 6,21 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 5,41 + 1,5 = 6,91 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = p_u \times b = 6,91 \times 0,65 = 4,49 \text{ KN/ml}$$

Les moments

$$M_0 = \frac{q_u * l^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_0^{A-B} = \frac{6,21 * 3,6^2}{8} = 10,06 \text{ KNm} \\ M_0^{B-C} = \frac{6,21 * 3,74^2}{8} = 10,85 \text{ KNm} \end{cases}$$

Travée AB

$$\begin{cases} M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \max(1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0) \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{cases}$$

$$M_g = 0 ; M_d = 0,6M_0^{max} = 6,51 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0,217$$

D'où

$$\begin{cases} M_t \geq 1,065M_0 - 0,3M_0 = 7,70 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,63255M_0 = 6,363 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow M_t = 7,70 \text{ KNm}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t \geq 1,065M_0^{B-C} - 0,3M_0^{A-B} = 8,30 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,63255M_0^{B-C} = 6,863 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow M_t = 8,30 \text{ KNm}$$

En appuis

Appui intermédiaire :

$$M_B = 0,6M_0 = 6,51 \text{ KNm}$$

$$\text{Appui de rive : } M_A = 0,15M_0^{B-C} = 1,509 \text{ KNm}$$

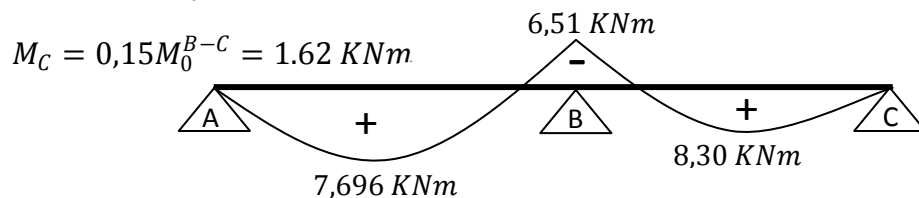
**Effort tranchant**

FIG. III.4 - Diagramme des moments flechissants

$$V^{max} = 1,15 * \frac{q_u * l}{2} = 1,15 * \frac{6,21 * 3,74}{2} = 13,355 \text{ KN}$$

A.2 Ferrailage (flexion simple)

En travée

Les poutrelles ont des sections en T, alors il faut calculer le moment équilibré par la table de compression M_{Tu} .

$$M_{Tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si $M_u \leq M_{Tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_u > M_{Tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{Tu} = 0,65 * 0,04 * 14,2 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,073 \text{ MPa}$$

On a

$$M_u = 0,0083 \text{ MPa} < M_{Tu} = 0,073 \text{ MPa}$$

D'où on calcule une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,00831}{0,65 * 0,22^2 * 14,2} = 0,0186 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0186} \right) = 0,01168$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 * 0,01168) = 0,2189 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z f_{st}} = \frac{0,00831}{0,2189 * 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

En appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = 0,0145$$

$$\alpha = 0,0183$$

$$z = 0,2183 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = 0,856 \text{ cm}^2$$

En appui de rive

$$\mu_{bu} = 0,0036$$

$$\alpha = 0,0045$$

$$z = 0,2196 \text{ m}$$

$$A_a^{riv} = 0,212 \text{ cm}^2$$

A.3 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,10 * 0,22 * \frac{2,1}{400} = 0,318 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour

$$\begin{cases} A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 \\ A_a^{int} = 2HA10 + 1HA8 = 2,07 \text{ cm}^2 \\ A_a^{riv} = 1HA8 = 0,50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

A.4 Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 13,355 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} = \frac{13,355 * 10^{-3}}{0,10 * 0,22} = 0,607 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente conventionnelle τ_u doit être vérifiée en Fissuration Peu Préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{cj} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{CBA93 Art. A.5.1.2.1})$$

$$\frac{0,2}{\gamma_b} f_{cj} = \frac{0,2}{1,5} f_{c28} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0,607 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$ pas de risque de cisaillement.

A.5 Armature transversale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l\right) = \min\left(\frac{240}{35} ; \frac{120}{10} ; 8\right) = 6,85 \text{ mm}$$

On opte pour

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_{tr} = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

A.6 Espacement des barres

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_{tr} f_e}{0,4b_0} = 84,16 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

A.7 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchantAppui de rive

- vérification de la bielle

$$V_u \leq 0,267ab_0f_{c28}$$

Avec

$$a \leq \min(0,9d, L_a - 4cm) = 0,198 m$$

$L_a =$ la longueur de l'appui

Donc

$$V_u = 0,01161 MPa \leq 0,267 * 0,198 * 0,12 * 25 = 0,1585 MPa \text{ vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1,15 * 11,61 * 10^{-3}}{400} = 0,333 cm^2$$

$$A_l = 3HA10 + 1HA8 = 2,86 cm^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

- vérification de la bielle

$$V_u \leq 0,267ab_0f_{c28}$$

Avec

$$a \leq 0,9d = 0,162 m$$

Donc

$$V_u = 0,013355 MPa \leq 0,267 * 0,198 * 0,12 * 25 = 0,1585 MPa \text{ vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a^{int}}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(0,013355 + \frac{-0,00651}{0,9 * 0,22} \right) = -0,056 \times 10^{-3} < 0$$

L'effort V_u n'a aucune influence sur les armatures longitudinales.

A.8 Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9dbh_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0,265 m$$

$$\tau_{cu} = \frac{0,013355 * 0,265}{0,9 * 0,22 * 0,65 * 0,04} = 0,6874 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

$$= 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

A.9 Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{tel que}$$

τ_{su} : contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres.

Avec $V_u = V_{max} = 13,355 \text{ KN}$

$$\sum U_i = \pi(5\phi_{10} + 1\phi_8) = 182,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{0,013355}{0,9 * 0,22 * 0,1822} = 0,370 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_{su} < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

B. Calcul à l'ELS

$$q_{ser} = (5,41 + 1,5) * 0,65 = 4,49 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_0^{ser} = 7,85 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_t^{ser} \geq 1,065M_0^{ser} - 0,3M_0^{ser} = 6,00 \text{ KNm} \\ M_t^{ser} \geq 0,63255M_0^{ser} = 4,96 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow M_t^{ser} = 6 \text{ KNm}$$

$$M_a^{ser} = -0,6M_0^{ser} = -4,71 \text{ KNm}$$

$$M_a^{ser} = -0,15M_0^{ser} = -1,1775 \text{ KNm}$$

B.1 Vérification des contraintes

En travée

$$\frac{bh_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = -1,172 * 10^{-4} m^3 < 0$$

D'où l'axe neutre passe par la nervure

Donc calcul d'une section en T.

- détermination de la position de l'axe neutre(y)

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15(A + A') + (b - b_0)h_0]y - [15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2}] = 0$$

$$\frac{0,10}{2}y^2 + [15(2,36 * 10^{-4}) + (0,55)0,04]y - \left[15(2,36 * 10^{-4} * 0,22) - (0,55)\frac{0,04^2}{2}\right] = 0$$

$$(A' = 0)$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 0,0138 \text{ m}$.

- détermination du moment d'inertie (I)

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + \left[(b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3}\right] + [15A(d - y)^2 + 15A'(y - d)^2]$$

$$I = \frac{0,10}{3}0,0138^3 + \left[(0,55)\frac{(0,0138 - 0,04)^3}{3}\right] + [15 * 2,36 * 10^{-4}(0,22 - 0,0138)^2] \dots (A' = 0)$$

$$I = 1,474 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{0,006}{1,474 * 10^{-4}}0,0138 = 0,561 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,561 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

B.2 État limite de déformation

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \frac{24}{374} = 0,064 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 & \text{vérifiée} \\ \frac{24}{374} = 0,064 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,0765 & \text{pas vérifiée} \end{cases}$$

La condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à **BAEL91 l'article B.6.5,2**.

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

Avec

- f_{gv} et f_{gi} les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (*poids propre + revêtement + cloisons*).
- f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (*poids propre + cloisons*).
- f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales ($G + Q$).

$$f_{ji} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{f_{ji}}}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{f_{gv}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{f_{gi}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{f_{pi}}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,36 * 10^{-4}}{0,12 * 0,22} = 0,0089$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 * 2,1}{\left(2 + \frac{3 * 0,12}{0,65}\right) 0,0089} = 4,619$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,847$$

$$y_G = \frac{\frac{(b_0 - h^2)}{2} + \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \quad (A' = 0)$$

$$y_G = 0,0438 \text{ m}$$

La section réelle homogénéisée à une forme en T, donc son moment d'inertie vaut :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 + \left[(b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} \right] + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2] + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3}$$

$$I_0 = 3,302 * 10^{-4} m^4$$

Calcul des moments

$$F_j = 3,1 \text{ kn/m} \quad \text{poids propre et cloison.}$$

$$F_g = 5,41 \text{ kn/m} \quad \text{poids propre, revêtement et cloison.}$$

$$F_p = 6,91 \text{ kn/m} \quad (G + Q).$$

$$M_g = 5,32 \text{ KNm} \quad \text{moment dû aux poids propre, revêtement et cloison.}$$

$$M_j = 3,04 \text{ KNm} \quad \text{moment dû aux poids propre et cloison.}$$

$$M_p = 6,69 \text{ KNm} \quad \text{moment dû a (G + Q).}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_t \left(d - \frac{y}{2} \right)}$$

σ_s : est la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_t \left(d - \frac{y}{2} \right)} = \frac{5,40 * 10^{-3}}{2,36 * 10^{-4} \left(0,22 - \frac{0,0438}{2} \right)} = 109,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_t \left(d - \frac{y}{2} \right)} = \frac{2,88 * 10^{-3}}{2,36 * 10^{-4} \left(0,22 - \frac{0,0438}{2} \right)} = 62,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_t \left(d - \frac{y}{2} \right)} = \frac{6,43 * 10^{-3}}{2,36 * 10^{-4} \left(0,22 - \frac{0,0438}{2} \right)} = 140,19 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0,390$$

$$\mu_j = 0,154$$

$$\mu_p = 0,483$$

❖ Calcul des flèches

$$f_i = \frac{M_i * l^2}{10 * I_f * E_i}$$

$$f_{gi} = 1,76 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = 3,25 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = 0,619 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 2,598 \text{ mm}$$

D'où

$$\Delta f = 3,25 - 0,619 + 2,598 - 1,76 = 3,46 \text{ mm}$$

❖ Valeur limite de la flèche

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\begin{cases} \frac{l}{500} & \text{si } l \leq 5,00 \text{ m} \\ 0,005 + \frac{l}{1000} & \text{si non} \end{cases}$$

Dans notre cas on a

$$l = 4,75 \text{ m} < 5,00 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,346 \text{ cm} < f_{adm} = 0,95 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivant

III.2 sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU & à ELS

Terrasse inaccessible	Type	ELU			ELS	
	1	$q_u=5,81 \text{ (kn/m)}$			$q_s=4,232 \text{ (kn/m)}$	
		Travee AB	2	8,748	8,854	6,336
		Appui	$M_{Au} \text{ (kn.m)}$	$V_u \text{ (kn)}$	$M_{As} \text{ (kn.m)}$	
		Appui A	0	8,74	0	
		Appui B	0	-8,74	0	
		Travee AB	2	8,748	8,854	6,336
		2	ELU			ELS
		$q_u=5,81 \text{ (kn/m)}$			$q_s=4,232 \text{ (kn/m)}$	

		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)
	Travee AB	9,838	7,312	7,172	5,331
	Travee BC	10,058	7,543	7,332	5,499
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	10,931	0	
	Appui B	-6,035	12,711	-4,399	
	Appui C	0	-11,053	0	
	Type 6	ELU			ELS
		$q_u=5,81$ (kn/m)			$q_s=4,232$ (kn/m)
		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)
	Travee AB	10,732	8,586	7,823	6,258
	Travee BC	9,838	5,635	7,172	4,108
	Travee CD	10,058	6,538	7,332	4,766
	Travee DE	9,838	6,351	7,172	4,63
	Travee EF	9,838	5,903	7,172	4,303
	Travee EF	8,267	6,221	6,026	4,534
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	11,417	0	
	Appui B	-5,366	-12,559	-3,912	
	Appui C	-4,023	11,053	-2,933	
	Appui D	-4,023	-11,053	-2,933	
	Appui E	-3,935	10,931	-2,869	
	Appui F	-4,919	-12,025	-3,586	
	Appui G	0	-10,02	0	
	Type 4	ELU			ELS
		$q_u=5,81$ (kn/m)			$q_s=4,232$ (kn/m)
		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)
	Travee AB	10,058	8,046	7,332	5,866
	Travee BC	9,838	5,848	7,172	4,263
	Travee CD	9,838	5,136	7,172	3,744
	Travee DE	13,776	11,021	10,042	8,034
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	11,053	0	
	Appui B	-5,029	-12,158	-3,666	
	Appui C	-3,935	10,931	-2,869	
	Appui D	-6,888	14,229	-5,021	
	Appui E	0	-12,935	0	
3 ^{eme} au 12 ^{eme} étage	Type 1	ELU			ELS
		$q_u=6,21$ (kn/m)			$q_s=4,49$ (kn/m)

		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)
	Travee AB	11,894	11,894	8,594	8,594
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	11,894	0	
	Appui B	0	-11,894	0	
	Type 2	ELU			ELS
		$q_u=6,21$ (kn/m)			$q_s=4,49$ (kn/m)
	Travee AB	7,457			5,395
	Travee BC	8,307			6,009
	Travee AB	7,457			5,395
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	11,178	0	
	Appui B	-6,515	13,355	-4,712	
	Appui C	0	-11,613	0	
	Type 3	ELU			ELS
		$q_u=6,21$ (kn/m)			$q_s=4,49$ (kn/m)
		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)
	Travee AB	10,974	8,945	7,938	6,47
	Travee BC	10,06	5,4	7,277	3,906
	Travee CD	10,285	8,383	7,44	6,064
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	11,675	0	
	Appui B	-5,487	-12,842	-3,969	
	Appui C	-5,143	12,432	-3,72	
	Appui D	0	-11,302	0	
	Type 4	ELU			ELS
		$q_u=6,21$ (kn/m)			$q_s=4,49$ (kn/m)
		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)
	Travee AB	10,285	8,383	7,44	6,064
	Travee BC	10,06	6,131	7,277	4,435
	Travee CD	10,06	5,357	7,277	3,875
	Travee DE	14,087	11,482	10,19	8,306
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	11,302	0	
	Appui B	-5,143	-12,432	-3,72	
	Appui C	-4,024	11,178	-2,911	
	Appui D	-7,044	14,55	-5,095	
	Appui E	0	-13,227	0	
	Type 5	ELU			ELS
		$q_u=6,21$ (kn/m)			$q_s=4,29$ (kn/m)

		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)	
		Travee AB	10,06	8,143	7,277	5,891
		Travee BC	10,285	6,326	7,44	4,576
		Travee CD	10,06	6,646	7,277	4,807
		Travee DE	10,06	5,988	7,277	4,332
		Travee EF	10,858	8,85	7,854	6,402
		Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
		Appui A	0	11,178	0	
		Appui B	-5,143	12,432	-3,72	
		Appui C	-4,114	-11,302	-2,976	
		Appui D	-4,024	11,178	-2,911	
		Appui E	-5,429	12,774	-3,927	
		Appui F	0	-11,613	0	
Terrasse accessible	Type 1	ELU			ELS	
		$q_u=4,97$ (kn/m)			$q_s=3,57$ (kn/m)	
			X (.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)	
		Travee AB	3,095	28,48	20,581	
		Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
		Appui A	0	18,04	0	
		Appui B	0	-18,04	0	
	Type 2	ELU			ELS	
		$q_u=5,947$ (kn/m)			$q_u=4,297$ (kn/m)	
			X(m)		X(m)	
		Travee AB	1,494	Travee AB	1,494	Travee AB
		Travee BC	2,053	Travee BC	2,053	Travee BC
		Appui	M_{Au} (kn.m)	Appui	M_{Au} (kn.m)	
		Appui A	0	Appui A	0	
		Appui B	-6,552	Appui B	-6,552	
		Appui C	0	Appui C	0	
RDC 1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	Type 4	ELU			ELS	
		$q_u=4,95$ (kn/m)			$q_u=4,22$ (kn/m)	
			X(m)	M_{tu} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)	
		Travee AB	1,464	8,267	5,952	
		Travee BC	1,852	5,976	4,333	
		Travee CD	1,283	0,538	0,462	
		Travee DE	3,517	27,541	19,819	
		Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
		Appui A	0	11,291	0	

	Appui B	-7,243	-15,466	-5,145	
	Appui C	-5,809	-13,481	-4,127	
	Appui D	-20,158	27,122	-14,321	
	Appui E	0	-20,609	0	
	Type 5	ELU		ELS	
		$q_u=4,95$ (kn/m)		$q_s=4,22$ (kn/m)	
		M_{0u} (kn.m)	M_{tu} (kn.m)	M_{0s} (kn.m)	M_{ts} (kn.m)
	Travee AB	13,627	11,422	9,776	8,194
	Travee BC	12,492	7,633	8,962	5,476
	Travee CD	12,771	8,789	9,162	6,305
	Travee DE	12,492	8,541	8,962	6,127
	Travee EF	12,492	7,972	8,962	5,719
	Travee EF	10,497	8,3	7,53	5,954
	Appui	M_{Au} (kn.m)	V_u (kn)	M_{As} (kn.m)	
	Appui A	0	12,336	0	
	Appui B	-8,126	-16,658	-5,773	
	Appui C	-5,874	14,034	-4,173	
	Appui D	-5,874	-14,034	-4,173	
	Appui E	-5,809	-13,862	-4,127	
	Appui F	-7,994	15,146	-5,679	
	Appui G	0	-10,301	0	

TABLEAU III.3– Tableau récapitulatif des moments en travées et en appuis et des efforts tranchants des différents types de poutrelles existantes

Terrasse inaccessible							
Types de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant (KN)
	M_t (KNm)	M_{int}^{app} (KNm)	M_{riv}^{app} (KNm)	M_t (KNm)	M_{int}^{app} (KNm)	M_{riv}^{app} (KNm)	
1	8,748	/	1,31	8,854	/	1,32	8,74
2	7,543	6,035	1,50	5,499	4,399	1,09	12,711
4	11,021	6,888	2,066	8,034	5,021	1,506	14,229
6	8,586	5,366	1,61	6,258	3,912	1,17	12,559
Etage courant							
1	11,89	/	1,78	8,59	/	1,28	11,894
2	8,30	6,15	1,634	6,006	9,283	1,18	16,805
3	8,598	5,255	1,28	6,213	4,71	0,93	13,355
4	11,48	7,044	1,72	8,30	5,095	1,24	14,55

5	8,85	5,42	1,32	6,042	3,92	0,90	12,77
Plancher terrasse accessible							
1	28,48	/	4,27	20,52	/	3,07	18,04
2	6,63	6,55	1,243	4,81	4,69	0,901	12,52
Etage à usage de bureaux							
1	11,422	/	2,044	8,194	/	1,466	15,946
2	14,127	16,659	3,24	10,135	11,951	2,32	21,79
4	27,54	20,158	4,12	19,81	14,32	2,97	27,122
6	9,86	6,814	2,04	8,194	4,888	1,466	15,946

TABLEAU III.4– Sections d'armatures longitudinales calculées et celles optées

Terrasse inaccessible			
Type de poutrelles	Zone	Armatures calculées (cm ²)	Armatures Optées (cm ²)
1	travée	1,66	3HA10=2,37
	appui intermédiaire	/	/
	appui rive	0,246	1HA8=0,50
2	travée	1,158	2HA10=1,58
	appui intermédiaire	0,93	2HA10=1,58
	appui rive	0,172	1HA10=0,79
4	travée	1,72	3HA10=2,36
	appui intermédiaire	1,06	2HA10=1,57
	appui rive	0,316	1HA8=0,50
6	travée	1,32	2HA10=1,58
	appui intermédiaire	0,826	2HA8=1,00
	appui rive	0,246	1HA8=0,50
Etage courant			
1	travée	1,93	2HA12=2,26
	appui intermédiaire	/	/
	appui rive	0,285	1HA10=0,79
2	travée	1,77	3HA10=2,37
	appui intermédiaire	2,09	3HA10=2,36
	appui rive	0,26	1HA8=0,50
3	travée	1,39	2HA10=1,58
	appui intermédiaire	0,846	2HA8=1,01
	appui rive	0,251	1HA8=0,50
4	travée	1,79	3HA10=2,37
	appui intermédiaire	1,09	2HA10=1,57
	appui rive	0,324	1HA8=0,50
5	travée	1,378	2HA10=1,58

	appui intermédiaire	0,837	2HA8=1,01
	appui rive	0,25	1HA8=0,50
Plancher terrasse accessible			
1	travée	3,98	2HA12+1HA10=4,18
	appui intermédiaire	/	/
	appui rive	0,40	1HA10=0,79
2	travée	1,00	2HA10=1,58
	appui intermédiaire	0,788	2HA8=1,01
	appui rive	0,149	1HA10=0,79
Etage à usage de bureaux			
1	travée	3,38	3HA14=4,61
	appui intermédiaire	/	/
	appui rive	0,245	1HA8=0,50
2	travée	1,714	3HA10=2,37
	appui intermédiaire	2,02	3HA10=2,37
	appui rive	0,389	1HA8=0,50
4	travée	3,07	3HA12=3,39
	appui intermédiaire	3,20	3HA12=3,39
	appui rive	0,665	2HA8=1,01
6	travée	1,38	3HA8=1,51
	appui intermédiaire	0,821	2HA8=1,01
	appui rive	0,244	1HA8=0,50

TABLEAU III.5—Evaluation des flèches

Plancher terrasse inaccessible				
Type de poutrelles	A_{cal}	f_{cal}	f_{adm}	Observation
1	2,37	4,75	8	Vérifiée
2	1,58	4,13	7,28	Vérifiée
4	2,37	6,27	8,52	Vérifiée
6	1,58	4,8	7,52	Vérifiée
Plancher terrasse acc				
type de poutrelles	A_{cal}	f_{cal}	f_{adm}	Observation
1	4,18	9,41	12,38	Vérifiée
2	1,58	2,50	6,94	Vérifiée
3^{eme} 12^{eme} étage				
type de poutrelles	A_{cal}	f_{cal}	f_{adm}	Observation

1	2,26	6,27	8	Non vérifiée
2	2,36	3,46	7,48	vérifiée
3	1,58	4,73	7,52	vérifiée
4	2,37	6,16	8,52	vérifiée
5	1,58	4,61	7,48	vérifiée
1^{er} 2^{eme} étage				
type de poutrelles	A_{cal}	f_{cal}	f_{adm}	Observation
1	1,51	6,61	7,81	vérifiée
2	2,37	4,8	6,94	vérifiée
4	3,39	8,14	8,38	vérifiée
6	2,37	6,63	7,48	vérifiée

A. Longueur d'ancrage

Selon le **CBA93** (Art A. 6.1.2.2) on a

$$L_s = 40\Phi \quad (\text{pour les aciers FeE400 et } \psi_s \geq 1,5)$$

$$L_c = 0,4L_s \quad (\text{pour les aciers FeE400})$$

Tel que

L_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur de la partie ancrée mesuré hors – crochet.

$$\text{Pour les } \Phi 8 \rightarrow L_s = 32 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 12,8 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 10 \rightarrow L_s = 40 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 \rightarrow L_s = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 19,2 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 \rightarrow L_s = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 22,4 \text{ cm}$$

III.1.4 Ferrailage de la dalle de compression

• Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le **CBA93** (Art B. 6.8.4.2.3)

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 * 65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2/ml$$

• Armatures parallèles à la nervure

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,7 \text{ cm}^2/ml$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm (5 p. m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- ✓ 30cm (3 p. m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS\phi 5(150 * 150)$

III.1.5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

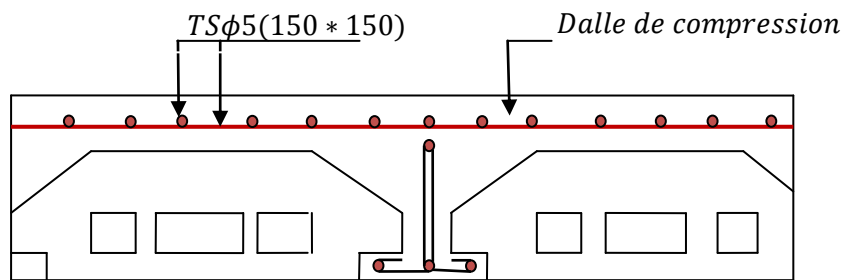


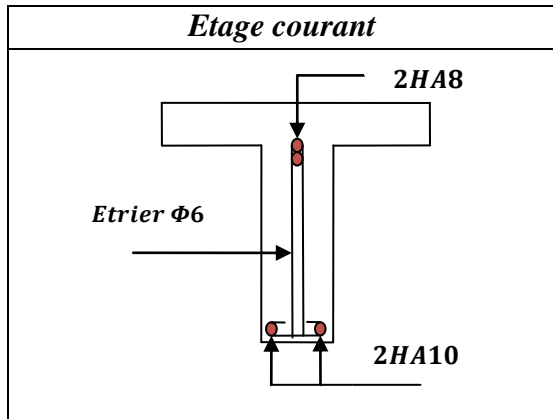
FIG. III. 5 – Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1.6 Schéma de ferrailage des poutrelles

TABLEAU III.6– Schéma de ferrailage des poutrelles types 3

Niveau	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaires
Etage courant	<p>1HA8</p> <p>Etrier $\Phi 6$</p> <p>3HA10</p>	<p>2HA8</p> <p>Etrier $\Phi 6$</p> <p>3HA10</p>

Ferrailage en travée



III.2) Balcon :

III.2.1.Introduction :

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentré a son extrémité libre du au poids du garde du corps en acier .

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur

Pour une console : $e \geq \frac{L}{10}$

$$e \geq \frac{100}{10} = 11 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } 12 \text{ cm}$$

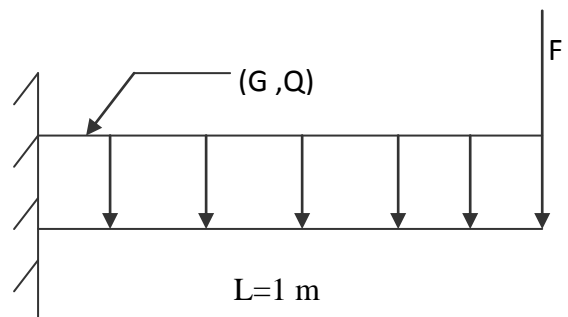


FIG.III.6 : schéma statique du balcon

III.2.2.Evaluation des charges :

- Charge permanente $G=5,06\text{kN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q=3,5\text{kN/m}^2$.
- Charge concentrée : $F=0,6\text{k/ml}$.

Combinaison des charges :

Tableau (III.7) : combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	12,08	8,56
F (kN)	0,81	0,6

Moment fléchissant $M(x) = -\left(q \frac{x^2}{2} + F \cdot x\right)$

Effort tranchant $T(x) = q \cdot x + F$

III.2.3 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur. $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $F_{bu} = 14,2\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$

Tableau (III.8): Ferrailage du balcon

μ	$\xi < \xi_r$	A's (cm ²)	α	Z (m)	A _{scal} (cm ²)	choix	A _{sadp} (cm ²)	esp(cm)
33. 10⁻³	oui	0	4,82. 10 ⁻³	0,129	1,81	5T10	3,93	20

$S_t \leq \min((3 \cdot e), 33\text{cm})$ pour les charge reparté

$S_t \leq \min((2 \cdot e), 22\text{cm})$ pour les charge consoutré

$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \\ 22 \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \dots \dots \dots \text{vérifé}$

III.2.4 Armatures de répartition

$\frac{3,93}{4} < A_r < \frac{3,93}{2} \Rightarrow 0,98 < A_r < 1,98\text{cm}^2$

On adopte 3 T 8=1,51 cm² avec : esp = 33 cm

Vérifications :

1) Condition de non fragilité : ρ

$A_s \geq A_s^{min} = \rho_0 \times b \times e$

$\rho_0 = 0,0008$

$A_s^{min} = 0,96\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifé}$

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u^{max} = 0,07 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u^{max} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 0,105 < 2,5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

III.2.5 Vérification à l'ELS:

5.1) Vérification des contraintes:

$$M_{ser} = 5,838 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ mpa}$$

$$\begin{cases} \eta e = 1,6 \text{ (HA)} \\ \eta = 15. \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (III.9): Vérification des contraintes

M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_b < $\bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	σ_s < $\bar{\sigma}_s$
5,838	3,93	3,36	6742,598	2,90	Vérifiée	125,20	Vérifiée

5.2) Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas

$$\text{nécessaire.} \begin{cases} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot M_{0 \max}} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$1) 0,15/1 = 0,15 \geq 0,085 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) 0,15/1 = 0,15 \geq 3/80 = 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{3,93}{100 \cdot 13} = 0,003 \leq 2/400 = 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

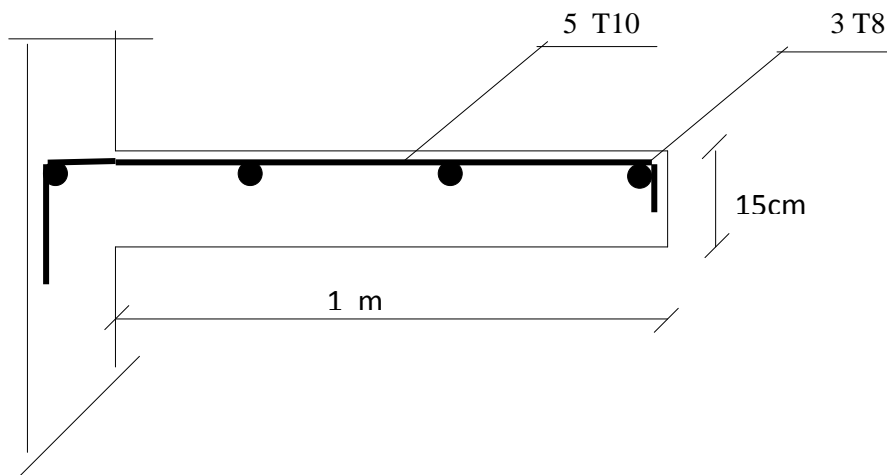


FIG. III. 7 – Schéma de ferrailage de Bbalcon

III.3) L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

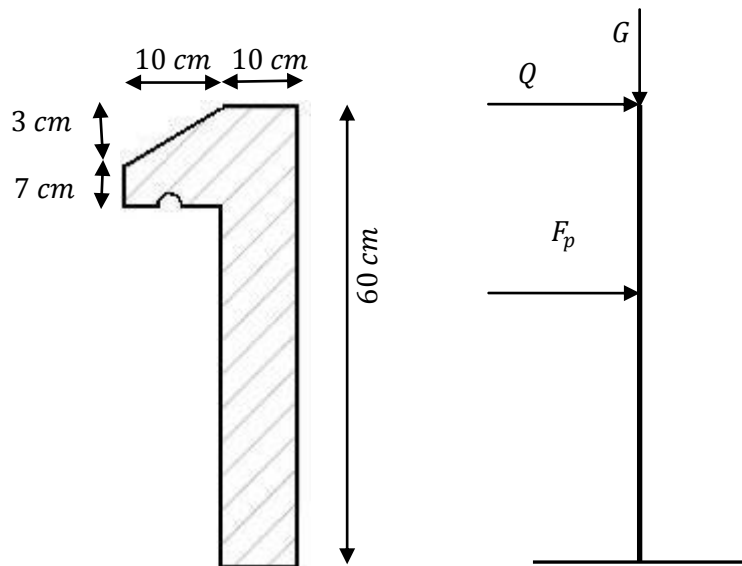


FIG. III. 8 – Coupe et Schéma statique de l'acrotère

III.3.1 Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

III.3.2 Evaluation des charges permanentes et des charges d'exploitations

- ✓ Charge permanente

$$G = 2,07 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Charge d'exploitation

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

III.3.3 Calcul de la force sismique

Le RPA définit, à l'article (6.2.3), F_p comme étant la force horizontale de calcul agissant sur les éléments non structuraux et est calculée de la manière suivante :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Tel que

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

Donc

$$A = 0,15 \quad (\text{RPA} - \text{Tableau 4.1})$$

$$C_p = 0,8 \quad (\text{RPA} - \text{Tableau 6.1})$$

$$W_p = 1,89 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,89 = 0,91 \text{ KN}$$

III.3.4 Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression

Tableau III.10 Combinaison de calcul

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2,07+0+0=2,07	2,79	2,07
M (KN)	0,9	0,9	0,6

$$\begin{cases} x_c = \frac{\sum(A_i * x_i)}{\sum A_i} = 0,062 \text{ m} \\ y_c = \frac{\sum(A_i * y_i)}{\sum A_i} = 0,33 \text{ m} \end{cases}$$

A. Efforts normaux et moments correspondants

$$\begin{cases} N_G = 2,07 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_F = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 1 * 0,6 = 0,6 \text{ KNm} \\ M_F = F_p * y_c = 0,91 * 0,33 = 0,30 \text{ KNm} \end{cases}$$

B. Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,322 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

La section doit être calculée à l'état limite ultime de stabilité de forme, conformément au **BAEL91** (Art. A.4.4), en adoptant une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2$.

e_1 : Excentricité due à l'effet du premier ordre.

e_2 : Excentricité due à l'effet du deuxième ordre.

$$\begin{cases} e_1 = e_0 + e_a \\ e_2 = \frac{3l_f^2(2 + \alpha\Phi)}{10000h} \end{cases}$$

Avec

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

l_f : Longueur de flambement de la pièce.

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$e_a = \max\left(\frac{l}{250}; 2 \text{ cm}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{0}{0,6 + 0} = 0$$

$$\phi = 2$$

D'où

$$\begin{cases} e_1 = 0,322 + 0,02 = 0,342 \text{ m} \\ e_2 = \frac{3 * (2 * 0,6)^2 * 2}{10000 * 0,1} = 0,00864 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e = 0,346 \text{ m}$$

Le moment de calcul à l'ELU sera

$$M_u = N_u e = 2,79 * 0,346 = 0,966 \text{ KNm}$$

III.3.5.Ferraillage

A. Calcul à l'ELU

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA} .

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa};$$

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

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 0,966 + 2,79 \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,049 \text{ KNm}$$

Tel que

M_u et N_u : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d f_{bu}} = 0,0115 < \mu_l = 0,3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,0144$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0795 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z f_{st}} + \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{1,049 * 10^{-3}}{0,0795 * 348} - \frac{2,55 * 10^{-3}}{348} = 0,3 \text{ cm}^2$$

A.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_{calcul \acute{e}}$$

Donc on opte pour

$$A = 4HA8 \text{ pm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad St = 20 \text{ cm}$$

A.2) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5026 \text{ cm}^2$$

On opte pour

$$A_r = 3T8 \text{ pm} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad St = 33 \text{ cm}$$

A.3) Vérification de l'espacement

$$S_t \leq \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \text{ (dans les deux directions)} \quad \text{vérifiée}$$

A.4) Vérification au cisaillement

$$V_u = 1,5N_u = 3,825 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,047 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

A.5) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\Phi_6 = 5 * \pi * 0,6 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3,825 * 10^{-3}}{0,9 * 0,08 * 9,42 * 10^{-2}} = 0,563 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \nu^2 f_{c28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \text{ vérifiée}$$

B) calcul à l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 8 \text{ cm}$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre**

$$c = d - e_A$$

Tel que

e_A : Distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$\left. \begin{aligned} e_A &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,87} = 0,32 \text{ m} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_A > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$c = d - e_A = 0,08 - 0,32 = -24 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \cdot c^2 - \frac{90 \cdot A' \cdot (c - d')}{b} + \frac{90 \cdot A \cdot (d - c)}{b}$$

$$p = -3 \cdot (-24)^2 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-24 - 2)}{100} + \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 24)}{100} = -1670,112 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A' \cdot (c - d')^2}{b} - \frac{90 \cdot A \cdot (d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \cdot (-24)^3 - \frac{90 \cdot 0 \cdot (-24 - 2)^2}{100} - \frac{90 \cdot 2,01 \cdot (8 + 24)^2}{100} = 25795,584 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} = 25795,584^2 + \frac{4 \cdot (-1670,112)^3}{27} = -24721199,18 < 0$$

On a $\Delta < 0$: L'équation admet trois solutions :

$$\cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{-\frac{3}{p}} \Rightarrow \varphi = 169,1^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{-\frac{p}{3}} = 47,19$$

$$y_1 = a \cdot \cos \frac{\varphi}{3} = 26,14 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -47,09\text{cm}$$

$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 20,96\text{cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < y_{ser} < h \text{ avec : } y_{ser} = y_i + c \text{ et } h = 10\text{cm, car: } N > 0$$

$$y_1 = 26,14\text{cm} \Rightarrow y_1 + c = 2,14\text{cm} \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$y_2 = -47,09\text{cm} \Rightarrow y_2 + c = -71,09\text{cm} \rightarrow N \text{ vérifié}$$

$$y_3 = 20,96\text{cm} \Rightarrow y_3 + c = -3,04\text{cm} \rightarrow N \text{ vérifié}$$

$$\text{Donc on choisit } y_1 = 26,14\text{cm} \Rightarrow y_{ser} = 2,14\text{cm}$$

➤ Calcul des contraintes

$$I_1 = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \cdot A' \cdot (y_{ser} - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y_{ser})^2 = 1362,02\text{cm}^4$$

I_1 : Moment d'inertie de la section réduite par rapport à l'axe neutre.

$$K = \frac{N_{ser}}{I_1} \cdot y_{ser} = 2,94 \cdot 10^{-3} \text{KN/cm}^3$$

K : Coefficient angulaire du diagramme de Navier

Pour le béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} = 0,063\text{MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1 - c) = 2,58\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\left(\frac{2}{3} \cdot f_e\right), 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right] = 201,63\text{MPa} \rightarrow \text{Fissuration nuisible}$$

III.4. Etude de la dalle d'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+12) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Selon l'**annexe** ses caractéristiques sont :

- $V = 1,6\text{m/s}$: Vitesse de levage.
- $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220)\text{cm}^3$:
Dimensions de la cabine.
- $BS \times TS = (180 \times 210)\text{cm}^2$:
Dimensions de la gaine.
- $PM = 15 \text{KN}$:
Charge due à l'ascenseur.
- $DM = 51 \text{KN}$:

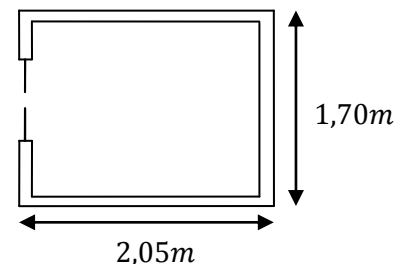


FIG. III. 10 – La Cage d'ascenseur

Charge due à la salle des machines.

- FC = 145 KN : Charge due à la cuvette.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$g = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau.III.11 : évaluation des charges de l'ascenseur

poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (kn/m ²)	Poids total (kn/m ²)
$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S = 2.05 \times 1.7$	$G_2 = F_C/S$ $= 145/3.485$	$G = G_1 + G_2$ $= 5.88 + 41.606$
$G_1 = 5.88 \text{ kn/m}^2$	$S = 3.485$	$G_2 = 41.606$	$G = 47.486$

Les charges d'exploitations est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.4.2 Cas d'une charge repartie

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 47.486) + (1.5 \times 1) \Rightarrow q_u = 65.6061 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,7}{2,05} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad \text{Annexe}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0539 \times 65.6061 \times 1.7^2 \Rightarrow M_0^x = 10.22 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.6313 \times 10.22 \Rightarrow M_0^y = 6.452 \text{ KNm}$$

Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.687 \text{ KNm}$

Sens y-y : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.484 \text{ KNm}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -3.066 \text{ KNm}$

Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d = 18 \text{ cm}$.

Tableau.III.12 : calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M (KNm)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
travée	x-x	8.687	0,018	0,023	0,17	2,72
	y-y	5.484	0,012	0,015	0,17	0,92
appui		3.066	0,006	0,008	0,179	0,49

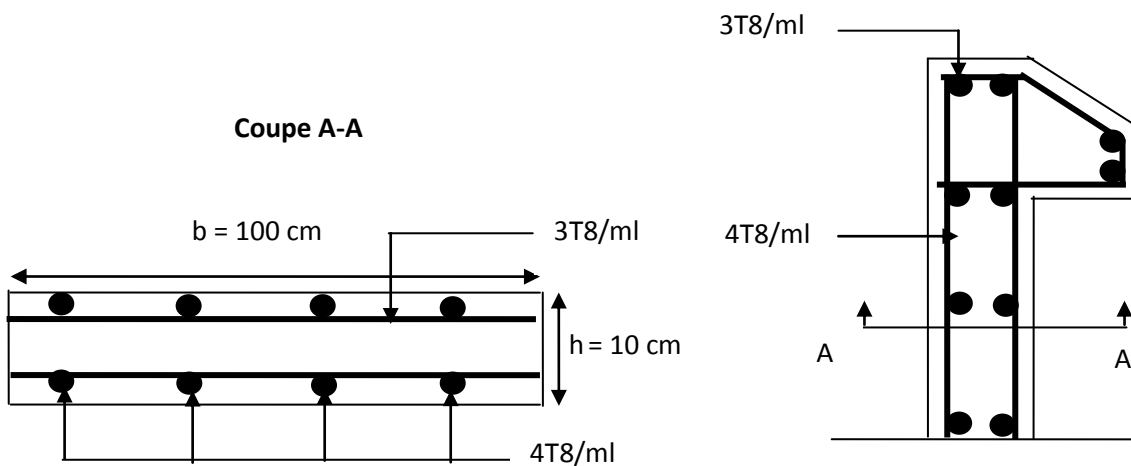


FIG. III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

A) Vérification à l'E.L.U**Conditions de non fragilités**

On calcule A_{\min}

- **Condition de non fragilité**

Selon I_x **En travée**

$$A_{xt}^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2} \cdot b \cdot e = 0,0008 \cdot \frac{3 - 0,82}{2} \cdot 100 \cdot 20 = 1,74 \text{cm}^2$$

En Appui

$$A_{xA}^{\min} = 0,23bdF_{t28} = 0,23 \times 0,100 \times 0,18 \times 25 = 1,035 \text{cm}^2$$

Selon I_y **En travée**

$$A_{yt}^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,0008 \cdot 100 \cdot 20 = 1,6 \text{cm}^2$$

En Appui

$$A_{yA}^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,23 \times 0,100 \times 0,18 \times 25 = 1,035 \text{cm}^2$$

Espacement des barres**Selon I_x**

$$S_t \leq \min((3 \cdot e), 33\text{cm}) \Rightarrow \min((3 \cdot 20), 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25\text{cm}$$

Selon I_y

$$S_t \leq \min((4 \cdot e), 45\text{cm}) \Rightarrow \min((4 \cdot 20), 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25\text{cm}$$

Tableau.III.13 : ferrailage de la dalle d'ascenseur

	M_t KNm	M_a KNm	A_t^{cal} (cm^2/ml)	A_t^{\min} (cm^2/ml)	A_a^{cal} (cm^2/ml)	A_a^{\min} (cm^2/ml)	A_t^{adp} (cm^2/ml)	A_a^{adp} (cm^2/ml)
Sens x-x	8,687	3,066	2,72	1,74	0,49	1,74	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y	5,484	3,066	0,92	1,6	0,49	1,6	4T10=3.14	4T10=3.14

Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = \frac{65.6061 \cdot 1,7}{3} = 37,17 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{65.6061 \cdot 1,7}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,82}{2}} = 39,55 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_{x,y}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{39,55 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18} = 0,21 \text{MPa} \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ Verifiée}$$

B) Vérification à l'E.L.S

$$q_s = G + Q = 47.486 + 1 = 48,486 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0607 \cdot 48,486 \cdot (1,7)^2 = 8,505 \text{KN} \cdot \text{m} \\ M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 0,7381 \cdot 8,505 = 6,277 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travées

$$M_t^x = 0,85 \cdot M_0^x = 0,85 \cdot 8,505 = 7,23 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t^y = 0,85 \cdot M_0^y = 0,85 \cdot 6,277 = 5,335 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Vérification des contraintes**Etat- limite de compression du béton (BAEL 91 article : B.6.5.1)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

A : Section d'armatures tendues.

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

I : Moment d'inertie donné par cette équation :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

y : Position de l'axe neutre donné par la relation suivante :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d')$$

Selon I_x

$$A = 3,14\text{cm}^2$$

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

$$b = 100\text{cm}$$

$$M_{\text{ser}} = 7,23\text{KN.m}$$

Calcul de y

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 3,67\text{cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 11319,623\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = 2,344\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

Selon I_y

$$A = 3,14\text{cm}^2$$

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

$$b = 100\text{cm}$$

$$M_{\text{ser}} = 5,335\text{KN.m}$$

Calcul de y

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 3,67\text{cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 11319,623\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = 1,73\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

III.4.3 Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire ($a_0 \times b_0$), elle agit uniformément sur une aire ($U \times V$) située sur le plan moyen de la dalle.

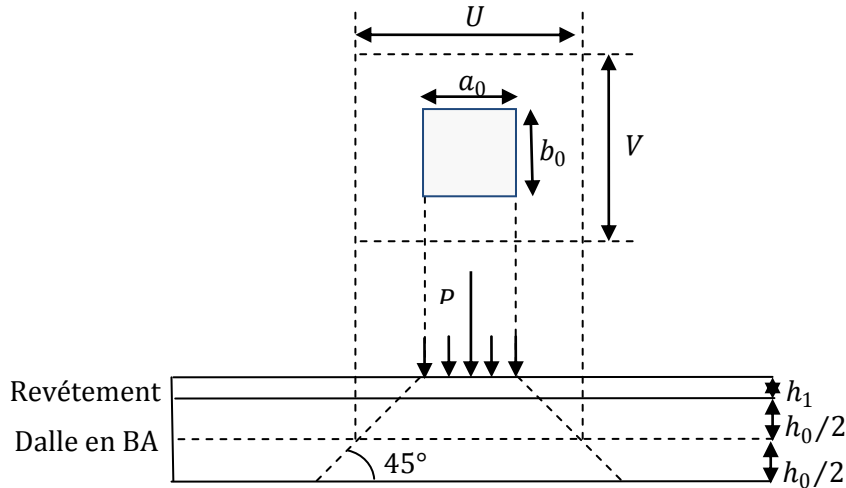


FIG. III. 11 Schéma de représentant la surface d'impacte

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$U \times V$: Surface d'impacte.

a_0 et U : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et V : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement ($h_1=4\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$).

On a une vitesse $V = 1,6 \text{ m/s} \Rightarrow a_0 = 80 \text{ cm} ; b_0 = 80 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} U = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm.} \\ V = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm.} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{X1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{Y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : coefficients de poisson } \begin{cases} \nu = 0 & \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 & \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{On a } g = D_m + P_m + P_{\text{pers}} = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

$$p_u = 1.35 \times g \Rightarrow p_u = 1.35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN .}$$

M_1 en fonction de U/l_x et ρ

M_2 en fonction de V/l_y et ρ

$$\rho = 0,82 \quad U/l_x = 0,635 \quad V/l_y = 0,526$$

En utilisant l'abaque de PIGEAUD on obtient

$$\begin{cases} M_1 = 0,089 \\ M_2 = 0,083 \end{cases}$$

$$M_{X1} = 0,089 \times 97,605 = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 0,083 \times 97,605 = 8,10 \text{ KN.m}$$

Moments dû au poids propre de la dalle

$$G_1 = 5,88 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 9,44 \text{ kn/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{X2} = \mu_X q_u l_x^2 \\ M_{Y2} = \mu_Y M_{X2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{X2} = 1,47 \\ M_{Y2} = 0,93 \end{cases}$$

Superposition des moments

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 10,15 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 9,03 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h=20\text{cm}$.

Moment en travée

$$M_t^x = 0,85 \times 10,15 = 8,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 9,03 = 7,67 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_X = 3,045 \text{ KN.m}$$

Ferrailage**Tableau.III.14. : ferrailage de la dalle d'ascenseur**

localisation	Mt (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ² /ml)	A _a ^{cal} (cm ² /ml)	A _t ^{adp} (cm ² /ml)	A _a ^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x	8,62	3,045	1,39	0,48	4T10=3,14	4T10=3,14
Sens y-y	7,67	3,045	1,23	0,48	4T10=3,14	4T10=3,14

A) Vérification à l'E.L.U**Vérification de condition de non fragilité****Selon I_x****En travée**

$$A_{xt}^{\min} = 0,23 \times b \times d \times F_{t28}/Fe=2,17$$

En Appui

$$A_{xA}^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2} \cdot b \cdot e = 0,0008 \cdot \frac{3 - 0,82}{2} \cdot 100 \cdot 20 = 1,74 \text{ cm}^2$$

Selon I_y**En travée**

$$A_{yt}^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,0008 \cdot 100 \cdot 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

En Appui

$$A_{yA}^{\min} = 0,23 \times b \times d \times F_{t28}/Fe=2,17$$

Vérification au non poinçonnement

Selon leBAEL 91 (Art. A. 5.2.42), on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite.

$$P_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

P_u: Charge de calcul à l'ÉLU.

U_c: Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1,08 + 1,08) = 4,32 \text{ m}$$

D'où

$$0,045U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,32 \times 0,25 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 810 \text{ KN}$$

$$P_u = 97,605 \text{ KN}$$

Donc $P_u = 97,605 \text{ KN} < 810 \text{ KN}$ vérifiée

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

Vérification de l'effort tranchant

$$T_U = T_V = \frac{P_u}{3U_c} = \frac{97,605}{3 \times 4,32} = 7,53 \text{ KN} \quad (U = V)$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} = \frac{7,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,042 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \tau_{adm} \text{ pas de risque de cisaillement}$$

Diamètre maximum des barres

$$\Phi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\Phi_{max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \text{ vérifiée}$$

Espacement des barres

Selon l_x

$$S_t \leq \min((3 \cdot e), 33\text{cm}) \Rightarrow \min((3 \cdot 20), 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25\text{cm}$$

Selon l_y

$$S_t \leq \min((4 \cdot e), 45\text{cm}) \Rightarrow \min((4 \cdot 20), 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25\text{cm}$$

B) Vérification à l'E.L.S

Evaluation des moments M_{X1} et M_{Y1} dus au système de levage

$$\begin{cases} M_{X1} = p_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 72,3 \times (0,089 + 0,2 \times 0,083) = 7,63 \text{ KNm} \\ M_{Y1} = p_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 72,3 \times (0,083 + 0,2 \times 0,089) = 7,28 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{X2} et M_{Y2} dus au poids propre de la dalle

Tableau.III.15 résultat de calcul des contraintes

localisation	SENS	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (mpa)
travée	Sens x-x	7,40	3,14	2,885	11037,09	1,93
	Sens y-y	6,75	3,14	2,885	11037,09	1,76
appui	/	2,61	3,14	2,885	11037,09	0,68

$$\begin{cases} M_{X2} = \mu_X \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0539 \times 6,88 \times (1,7)^2 = 1,072 \text{ KNm} \\ M_{Y2} = \mu_Y \times M_{X2} = 0,6313 \times 1,072 = 0,676 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 8,71 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 7,95 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées et

$$M_t^x = 0,85 \times (8,71) = 7,40 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0,85 \times (7,95) = 6,75 \text{ KNm}$$

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times (8,71) = 2,61 \text{ KNm}$$

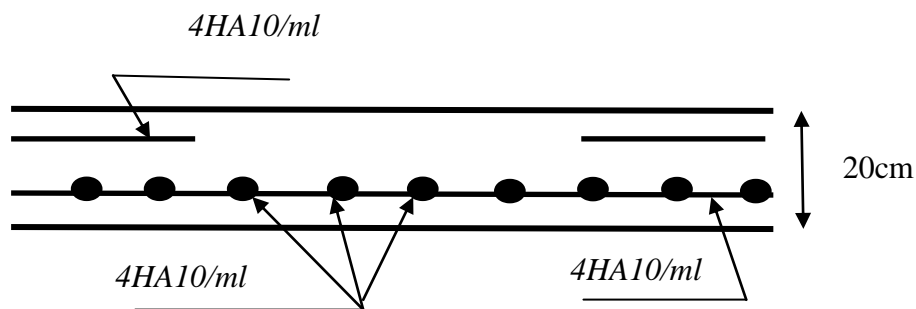


FIG. III.12- schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.5. Étude des escaliers

III.5.1 Étude de l'escalier du RDC (type à 3 volées) :

On a l'escalier du RDC et du 1^{er} étage sont presque identiques, alors on se contente d'étudier celui du RDC.

Les charges revenant à l'escalier sont :

$$\text{Volée : } \begin{cases} G = 8,77 \text{ KN/m} \\ Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} G = 5,95 \text{ KN/m} \\ Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

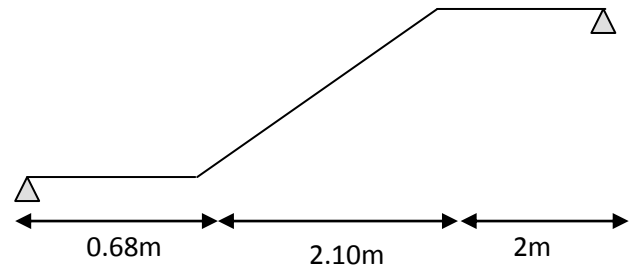


FIG.III.13 Schéma statique

Etude des volées I et III :

A) Calcul à l'ELU

Combinaison des charges

✓ Volée :

$$q_{uv} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 15,589 \text{ KN/m}$$

✓ Palier :

$$q_{up} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 11,782 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul des réactions d'appuis

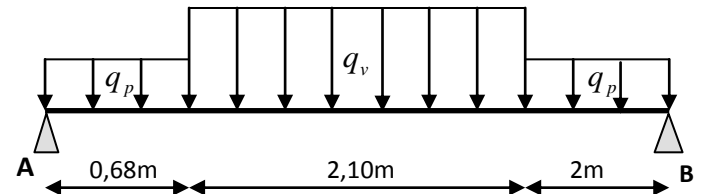


FIG.III.14 Schéma statique avec chargement

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 64,31 \text{ KN}$$

$$\sum (M|A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 33,261 \text{ KN} \\ R_B = 31,053 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = 2,29 \text{ m}$

$$\Rightarrow M_{0 \max} = 40,34 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement nous obtenons :

$$M_A = -0,5 \cdot M_{0 \max} = -20,17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \cdot M_{0 \max} = 30,255 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des armatures longitudinales****En appuis**

$$M_A = 20,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0439 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,056$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,175 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 3,29 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 5HA10 = 3,93cm², avec un espacement de 25cm

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

En travée

$$M_t = 30,255 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,065 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,085$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,173 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 5,00 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 5HA12 = 5,65cm², avec un espacement de 25cm

✓ **Calcul des armatures de répartitions**

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à A/4 alors :

Aux appuis

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En travée

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : $\begin{cases} A_a = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \\ A_r^a = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2 \end{cases}$ en appui

$$\begin{cases} A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \\ A_r^t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ en travée}$$

Avec un espacement de 25cm.

✓ **Condition de non fragilité****Aux appuis**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2 < 3,93cm^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

En travée

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2 < 5,65cm^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,184MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{1,5}; 5\right) = 3,325MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

✓ **influence de l'effort tranchant aux appuis**• **Vérification de la contrainte du béton**

$$T_u \leq 0,36 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot d = 108KN > 33,261 \rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Vérification des armatures longitudinales**

$$A \geq \frac{T_u \cdot \gamma_s}{f_e} = 0,956cm^2 < 5,65cm^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

B) Calcul des sollicitations à l'ELS✓ **Combinaison des charges****Volée :**

$$q_{sv} = G + Q = 11,27KN/m$$

Palier :

$$q_{sp} = G + Q = 8,45KN/m$$

✓ **Calcul des réactions d'appuis**

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 46,312KN$$

$$\sum (M|A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 23,974KN \\ R_B = 22,338KN \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = 2,29m$

$$\Rightarrow M_{0max} = 29,09KN.m$$

En tenant compte du semi encastrement nous obtenons :

$$M_A = -0,4 \cdot M_{0 \max} = -11,636 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_{0 \max} = 24,726 \text{KN.m}$$

✓ **Les vérifications Etat- limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Article : B.7.3)**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, alors la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification à effectuer.

✓ **Etat- limite de compression du béton (BAEL 91 article : B.6.5, 1)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

A : Section d'armatures tendues.

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

I : Moment d'inertie donné par cette équation :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

y : Position de l'axe neutre donné par la relation suivante :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d')$$

Aux appuis :

$$A = 3,93 \text{cm}^2$$

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

$$b = 100 \text{cm}$$

$$M_{ser} = 11,636 \text{KN.m}$$

Calcul de y

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 4,05 \text{cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 13686 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 3,447 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

En travée :

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{ser} = 24,726 \text{ KN.m}$$

Calcul de y

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 4,7 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 18451 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 6,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

✓ **Etat limite de déformation BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot M_{0max}} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{0,2}{4,78} = 0,041 \geq \frac{24,726}{10 \cdot 40,34} = 0,061, \text{ La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.}$$

✓ **Calcul de la flèche :**

Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$f = \frac{M_{tser} \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot I_f} \leq \frac{l}{500}$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

j : Charges permanentes avant mise en place des cloisons.

g : Charges permanentes après mise en place des cloisons

p : Charges totale ($G + Q$)

Tableau.III.16 : les différents chargements

	Volée	Palier
$j(KN/m)$	7,82	5,00
$g(KN/m)$	8,77	5,95
$p(KN/m)$	11,27	8,45

✓ **Calcul des moments :**

Tableau.III.17 : calcul du M_0 dû aux différents chargements

Pour : j		Pour : g		Pour : p	
$M_{oj} (KN.m)$	19,25	$M_{og} (KN.m)$	21,96	$M_{op} (KN.m)$	29,09

$$M_j = 0,85 \cdot M_{oj} = 16,369 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \cdot M_{og} = 18,669 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot M_{op} = 24,726 \text{ KN.m}$$

Calcul de λ et ρ :

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = 0,0031$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = 6,690$$

$$\lambda_v = \frac{2 \cdot \lambda_i}{5} = 2,676$$

Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 4,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 18451,3 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{stj} = \frac{15 \cdot M_j}{I} \cdot y = 176,446 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{stg} = \frac{15 \cdot M_g}{I} \cdot y = 201,237 \text{MPa}$$

$$\sigma_{stp} = \frac{15 \cdot M_p}{I} \cdot y = 266,530 \text{MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stj} + f_{t28}} = 0,148$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stg} + f_{t28}} = 0,205$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stp} + f_{t28}} = 0,325$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 338757,3 \text{cm}^4$$

Calcul de I_f :

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

Tableau.III.18 : calcul de I_f sous les différents chargements

Pour : j		Pour : g		Pour : p	
$I_{fi} (\text{cm}^4)$	186989	$I_{fi} (\text{cm}^4)$	156825	$I_{fi} (\text{cm}^4)$	117328
$I_{fv} (\text{cm}^4)$	266714	$I_{fv} (\text{cm}^4)$	240340	$I_{fv} (\text{cm}^4)$	199227

Calcul de E :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{MPa}$$

$$E_i = 3 \cdot E_v = 32456,596 \text{MPa}$$

Calcul de f :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{E_v \cdot I_{fv}} = 1,64 \text{mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 0,61 \text{mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 1,48 \text{mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 0,83 \text{mm}$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,66\text{mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4780}{500} = 9,56\text{mm} > 1,66\text{mm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Etude de la volée II :

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

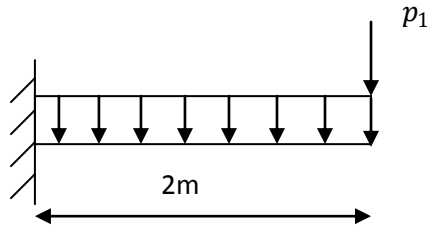


FIG.III.15 Schéma statique de la volée (II)

Evaluation des charges

$$\text{Volée : } \begin{cases} G = 8,77 \text{ KN/m} \\ Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

P_1 : poids du garde de corps = 2 KN

A) Calcul des sollicitations à l'ELU

$$q_{uv} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 15,58 \text{ KN/m}$$

$$P_{u1} = 2,7 \text{ kn}$$

$$M_u = 36,579 \text{ kn.m}$$

$$V_u = 33,879 \text{ kn}$$

Calcul des armatures

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.19 résumé des résultats du ferrailage

M (kn.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adopt} (cm^2/ml)	S_t (cm)
36,579	6,09	5HA14=7,7	25

Calcul des armatures de répartitions

Puisque il existe un chargement concentré (le garde du corps), les armatures de répartition sont A/3 alors :

$$A_r = \frac{A}{3} = 2,56 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 4HA10 = 3,14 cm², avec un espacement de 20cm

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2 < 7,7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,188 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{1,5}; 5\right) = 3,325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

B) Calcul des sollicitations à l'ELS

Combinaison des charges

$$q_{sv} = G + Q = 11,27 \text{ KN/m}$$

$$P_{s1} = 2 \text{ kn}$$

$$M_s = 26,54 \text{ kn.m}$$

$$V_s = 24,54 \text{ kn}$$

- **Les vérifications**

- ✓ **Etat- limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Article : B.7.3)**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, alors la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification à effectuer.

- ✓ **Etat- limite de compression du béton (BAEL 91 article : B.6.5, 1)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

A: Section d'armatures tendues.

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

I : Moment d'inertie donné par cette équation :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

y : Position de l'axe neutre donné par la relation suivante :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d')$$

Calcul de y

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 5,3cm$$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 23586cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 6,07MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

✓ **Etat limite de déformation BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)**

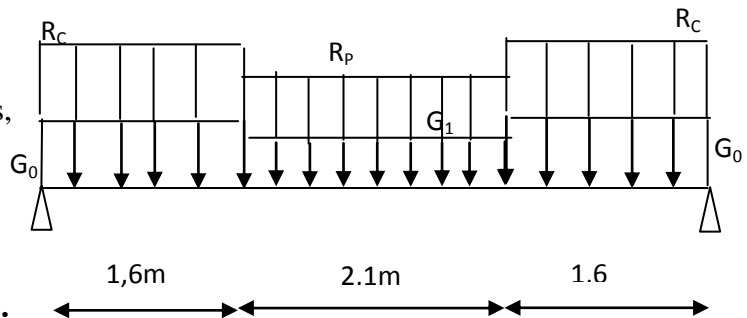
Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot M_{0max}} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées,

donc le calcul de la

flèche n'est pas nécessaire.



✓ **Etude de la poutre brisée :**

✓ **Pré dimensionnement**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

h : Hauteur de la poutre ;

l : La portée de la poutre ($L = 5,3m$).

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35,33 \leq h \leq 53$$

On prend: **$h = 40cm$**

$$0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$$

FIG.III.16 schéma statique de la poutre brisée du RDC

Avec :

b : Largeur de la poutre

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

✓ **Vérifications selon RPA:**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Charge revenant aux poutres**
Poids propre des poutres

$$G_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/ml} \quad (\text{poids propre de la partie horizontale}).$$

$$G_1 = 25 \times 0,40 \times \frac{0,30}{\cos(32,92)} = 3,57 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad (\text{poids propre de la partie inclinée}).$$

En plus elles sont soumises aux charges transmises par l'escalier.

$$R_C = 31,053 \text{ KN/ml} \quad \text{Et} \quad R_P = 15,58 \text{ KN/ml}$$

Avec

R_C : Charge ramenée par les volées I et III

R_P : Charge ramenée par la volée II

✓ **Calcul des sollicitations à la flexion simple**

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\Sigma(M|A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 77,56 \text{ KN} \\ R_B = 77,56 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour : $x = 2,65 \text{ m}$

$$\Rightarrow M_{0 \max} = 90,41 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement nous obtenons :

$$M_A = -0,5 \cdot M_{0 \max} = -45,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \cdot M_{0 \max} = 67,80 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant : $T = 77,56 \text{ KN}$

✓ **Calcul des armatures longitudinales**
Aux appuis

$$M_A = 45,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,05$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27m$$

$$A = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 4,81cm^2$$

Donc on ferraille avec : 3HA12+3HA10 = 4,96cm²

En travée

$$M_t = 67,80KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,02$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27m$$

$$A = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = 7,21cm^2$$

Donc on ferraille avec : 3HA14+3HA12 = 8,01cm²

✓ Calcul des armatures transversales

Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{l_{\min}}\right)$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des barres.

b: Largeur de la poutre.

h: Hauteur de la poutre.

$\phi_{l_{\min}}$: Le diamètre minimal des aciers longitudinaux (10mm).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{10}, \frac{400}{35}, 10\right) = 10mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$

Espacement:

Calcul de l'espacement :

En zone nodale :

$$S_t = \min\left[\frac{h}{4}, (12 \cdot \phi_{l_{\min}}), 30\right]$$

$$S_t = \min \left[\frac{40}{4}, (12 \cdot 10), 30 \right] \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

D'après le RPA.99, On a $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

Avec :

S_t : Espacement des aciers transversaux.

b : Largeur de la poutre.

$$A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 = 1,51 cm² (Cadre + épingle)

On doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b} \geq 0,4$$

$$\frac{1,51 \cdot 400}{15 \cdot 30} \geq 0,4 \Rightarrow 1,34 \geq 0,4 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,277 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,133 \cdot f_{c28}; 5) = 3,325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

✓ **Ferraillage à la torsion**

Armatures longitudinales

$$A = \frac{M_{\text{tor}} \cdot \mu \cdot \gamma_S}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

e : Epaisseur de la section creuse.

$e = \frac{\phi}{6}$: Cercle qu'on peut inscrire dans la section $b \times h$, tel que ϕ est la dimension la plus petite de la section $b \times h$.

Ω : Aire de la section à mi-épaisseur de la section creuse : $\Omega = (b - e) \cdot (h - e)$

μ : Périmètre de Ω , $\mu = 2 \cdot [(b - e) + (h - e)]$

$$e = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \cdot (40 - 5) = 875\text{cm}^2$$

$$\mu = 2 \cdot [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120\text{cm}$$

$$A = \frac{20,17 \times 1,2 \times 1,15 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 400} = 3,97\text{cm}^2$$

La contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \cdot e \cdot \Omega} = \frac{20,17 \times 10^{-3}}{2 \times 0,05 \times 0,0875} = 2,30\text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement due à la flexion.

$$\tau_u = 0,27\text{MPa}$$

Il faut que : $\bar{\tau} \geq \tau_{\text{tot}}$

$$\tau_{\text{tot}} = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_{\text{tor}}^2} = 2,31\text{MPa} < 3,325\text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Les armatures transversales

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

Donc :

$$A = \frac{M_{\text{tor}} \cdot S_t \cdot \gamma_S}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{20,17 \cdot 0,15 \cdot 1,15 \cdot 10}{2 \cdot 0,0875 \cdot 400} = 0,49\text{cm}^2$$

Ferraillage total de la poutre

En travée

$$A = A_{\text{flex}} + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 9,9\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 3HA16+3HA14 = 10,65 cm²

En appui

$$A = A_{\text{flex}} + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 6,9\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 3HA14 + 3HA12 = 8,01 cm²

Les armatures transversales

$$A = A_{\text{t tor}} + A_{\text{t flex}} = 2\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 1 cadres Ø10 + 1 étrier Ø8 = 2,58cm²

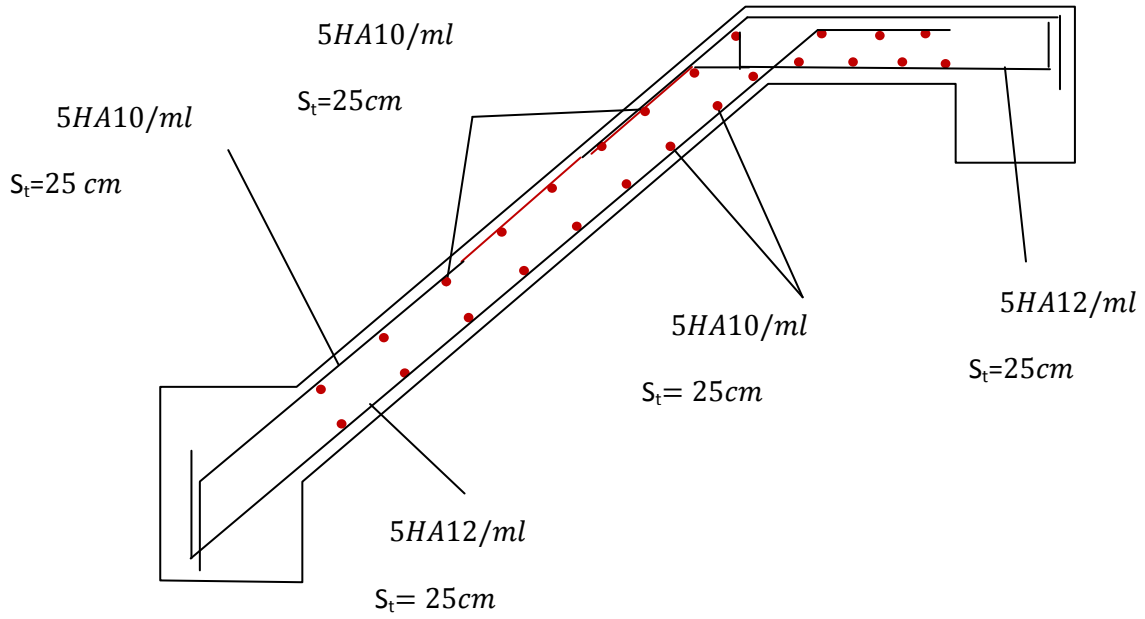


FIG. III. 17 – Schémas de ferrailage des volées

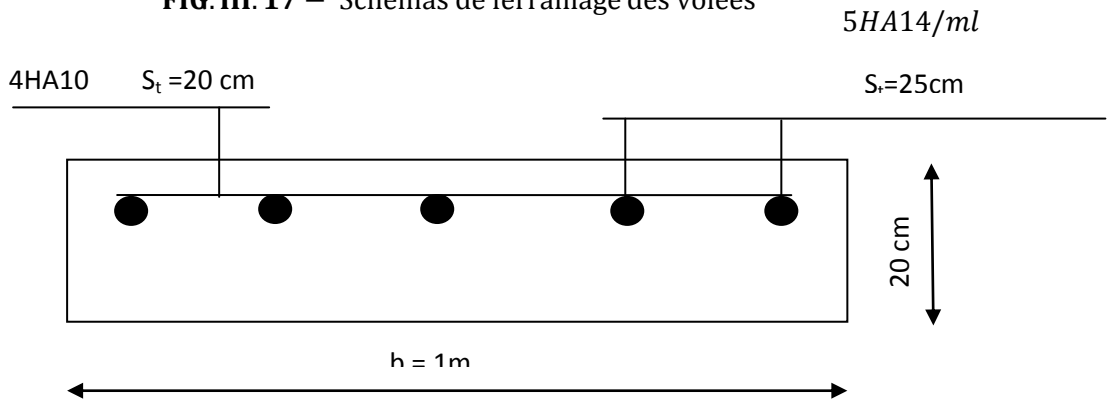


FIG. III.18 schéma de ferrailage de la console

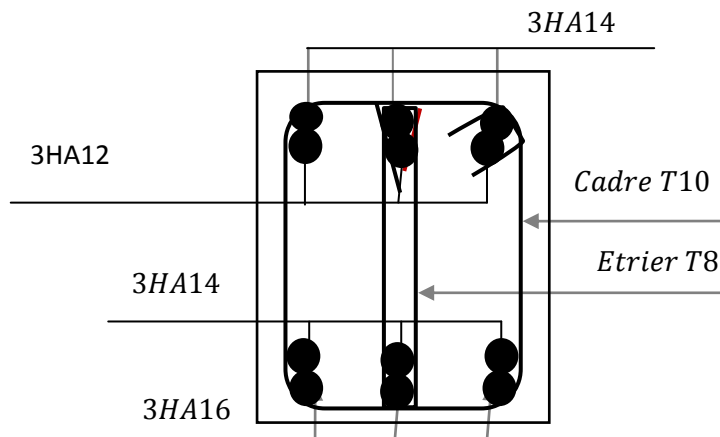


FIG. III.19 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.5.2 Etude d'escaliers du 2^{ème} jusqu'au 3^{ème} étage (type à 2 volées)

On a l'escalier du 2^{ème} et du 3^{ème} étage sont presque identiques, alors on se contente d'étudier celui du 2^{ème} étage.

Les charges revenant à l'escalier sont :

$$\text{Volée : } \begin{cases} G = 8,82 \text{ KN/m} \\ Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} G = 5,95 \text{ KN/m} \\ Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

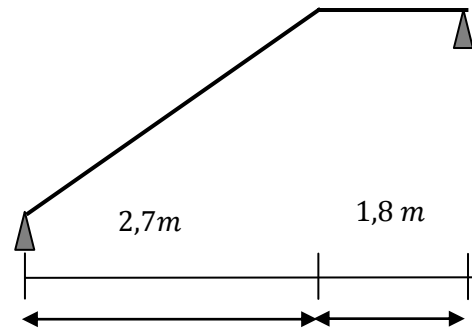


FIG. III. 20 – Schéma statique de l'escalier

A) Calcul à l'ELU Combinaison des charges

Volée

$$q_{uv} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 15,657 \text{ KN/m}$$

Palier

$$q_{up} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 11,782 \text{ KN/m}$$

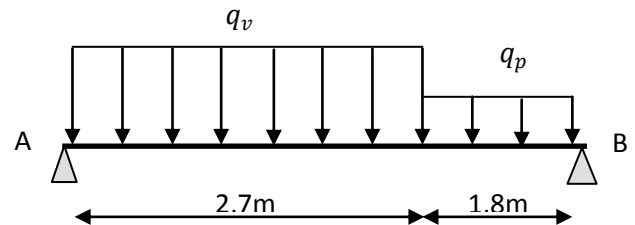


FIG. III. 21 – Schéma statique de calcul de la volée

Calcul des réactions d'appuis

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 63,481 \text{ KN}$$

$$\sum (M|A) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 33,833 \text{ KN} \\ R_B = 29,648 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{33,833}{15,657} = 2,16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{0 \max} = 36,555 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement nous obtenons :

$$M_A = -0,5 \cdot M_{0 \max} = 18,277 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \cdot M_{0 \max} = 27,416 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des armatures longitudinales Aux appuis

$$M_A = 18,277 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad A = 2,97 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : $5HA10 = 3,93cm^2$, avec un espacement de 25cm

En travée

$$M_t = 27,416KN.m \quad \Rightarrow \quad A = 4,51cm^2$$

Donc on ferraille avec : $5HA12 = 5,65cm^2$, avec un espacement de 25cm

Calcul des armatures de répartitions

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $A/4$ alors :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41cm^2$$

Donc on ferraille avec : $5HA10 = 3,93cm^2$ (en travée et en appui), avec un espacement de 25cm

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2 < 5,65cm^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,18MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{1,5}; 5\right) = 3,325MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

B) Calcul à l'ELS

Etat- limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Article : B.7.3)

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, alors la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification à effectuer.

Etat- limite de compression du béton (BAEL 91 article : B.6.5.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS.

A : Section d'armatures tendues.

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

I : Moment d'inertie donné par cette équation :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

y : Position de l'axe neutre donné par la relation suivante :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d')$$

Aux appuis :

$$A = 3,93cm^2$$

$$d = 18cm$$

$$b = 100cm$$

$$M_{ser} = -10,55KN.m$$

$$y = 4,05cm \quad I = 13686cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 3,125MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

En travée :

$$A = 5,65cm^2$$

$$d = 18cm$$

$$b = 100cm$$

$$M_{ser} = 22,419KN.m$$

$$y = 4,7cm \quad I = 18451cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 5,76MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

Etat limite de déformation BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot M_{0 \max}} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$\frac{0,2}{4,50} = 0,044 \geq \frac{22,419}{10 \cdot 26,376} = 0,085$, La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

. Calcul de la flèche :

Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

Tableau.III.20 les différents chargements

	Volée	Palier
$j(KN/m)$	7,8	5,00
$g(KN/m)$	8,82	5,95
$p(KN/m)$	11,32	8,45

Calcul des moments :

Tableau.III.21 calcul du M_0 dû aux différents chargements

Pour : j		Pour : g		Pour : p	
$M_{oj} (KN.m)$	17,52	$M_{og} (KN.m)$	20,05	$M_{op} (KN.m)$	26,37

$$M_j = 0,85 \cdot M_{oj} = 14,9 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \cdot M_{og} = 17,05 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot M_{op} = 22,42 \text{ KN.m}$$

Calcul de λ et ρ :

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = 0,0031$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = 6,69$$

$$\lambda_v = \frac{2 \cdot \lambda_i}{5} = 2,67$$

$$y = 4,7 \text{ cm}$$

$$I = 18451,3 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{stj} = \frac{15 \cdot M_j}{I} \cdot y = 160,714 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{stg} = \frac{15 \cdot M_g}{I} \cdot y = 183,808 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{stp} = \frac{15 \cdot M_p}{I} \cdot y = 241,666 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stj} + f_{t28}} = 0,107$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stg} + f_{t28}} = 0,166$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{stp} + f_{t28}} = 0,284$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 338757,3 \text{ cm}^4$$

Calcul de I_f :

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

Tableau.III.22 : calcul de I_f sous les différents chargements

Pour : j		Pour : g		Pour : p	
$I_{fi}(\text{cm}^4)$	216709	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	176412	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	128428
$I_{fv}(\text{cm}^4)$	289355	$I_{fv}(\text{cm}^4)$	257893	$I_{fv}(\text{cm}^4)$	211651

Calcul de E :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 \cdot E_v = 32456,596 \text{ MPa}$$

Calcul de f :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{E_v \cdot I_{fv}} = 1,23 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 0,429 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 1,089mm$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{E_i \cdot I_{fi}} = 0,603mm$$

$$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,29mm$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9mm > 1,29mm \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

✓ Etude de la poutre palière

Cette poutre est considérée comme étant semi encastree dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 3,25m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = -0,4 \cdot M_0$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0$$

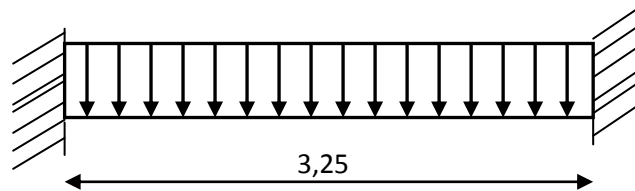


FIG. III. 22 – Schéma statique de la poutre paliere

Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

h : Hauteur de la poutre ;

l : La portée de la poutre ($L = 3,25m$).

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21,67 \leq h \leq 32,5$$

On prend: $h = 30cm$

$$0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$$

Avec :

b : Largeur de la poutre

$$0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

On prend: $b = 30cm$

Vérifications selon RPA:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30cm \geq 20cm \rightarrow \text{vérifiée} \\ h = 30cm \geq 30cm \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Détermination des charges et surcharges

- Poids propre de la poutre $25 \cdot 0,3 \cdot 0,3 = 2,25 \text{KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU $33,833 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS $24,436 \text{ KN}$
- Poids de cloison sur la poutre $2,62 \cdot 1,25 = 3,275 \text{KN/m}$

a) Calcul des sollicitations à L'ELU**Combinaison des charges**

$$q_u = 1,35 \cdot (2,25 + 3,275) + 49,40 = 56,85 \text{KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 75,05 \text{KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = \frac{q \times l^2}{12} = 50,03$$

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q \times l^2}{24} = 25,01 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{56,85 \cdot 3,25}{2} = 92,38 \text{KN}$$

Calcul des armatures longitudinales**Aux appuis**

$$M_A = 50,03 \text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad A = 5,84 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 6HA12 = $6,79 \text{cm}^2$ **En travée**

$$M_t = 25,01 \text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad A = 2,77 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 4HA10 = $3,14 \text{cm}^2$ **Calcul des armatures transversales**

Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{l_{min}}\right)$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des barres.

b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$\phi_{l_{min}}$: Le diamètre minimal des aciers longitudinaux (10mm).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{10}, \frac{300}{35}, 10\right) = 8,57mm$$

On prend : $\phi_t = 8m$

Espacement:

On prend : $S_t = 15cm$

D'après le RPA.99, On a $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

Avec :

S_t : Espacement des aciers transversaux.

b : Largeur de la poutre.

$$A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35cm^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01cm² (Cadre + épingle)

On doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b} \geq 0,4$$

$$\frac{2,01 \cdot 400}{15 \cdot 30} \geq 0,4 \Rightarrow 1,78 \geq 0,4 \rightarrow$$

Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,79MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,133 \cdot f_{c28}; 5) = 3,325MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement}$$

b) Calcul des sollicitations à L'ELS**Combinaison des charges**

$$q_s = (2,25 + 3,275) + 24,436 = 29,96 \text{KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 39,55 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = -0,4 \cdot 39,55 = -15,82 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \cdot 39,55 = 33,62 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{29,96 \times 3,25}{2} = 48,68 \text{KN}$$

Les vérifications**Etat- limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Article : B.7.3)**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, alors la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification à effectuer.

Etat- limite de compression du béton (BAEL 91 article : B.6.5.1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Aux appuis :

$$A = 3,14 \text{cm}^2$$

$$d = 28 \text{cm}$$

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

$$M_{ser} = -15,82 \text{KN.m}$$

$$y = 7,9 \text{cm}$$

$$I = 23959 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 5,24 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

En travée :

$$A = 6,16 \text{cm}^2$$

$$d = 28 \text{cm}$$

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

$$M_{ser} = 33,62 \text{KN.m}$$

$$y = 10,4cm$$

$$I = 39870cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 8,77MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

Etat limite de déformation BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot M_{0max}} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{30}{325} \geq \frac{33,62}{10 \cdot 39,55} \Rightarrow 0,092 \geq 0,085 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{30}{325} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,092 \geq 0,0625 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{6,16}{30 \cdot 28} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,007 \leq 0,0105 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

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

Etude de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion de cette poutre est égal au moment de la volée à cet appui

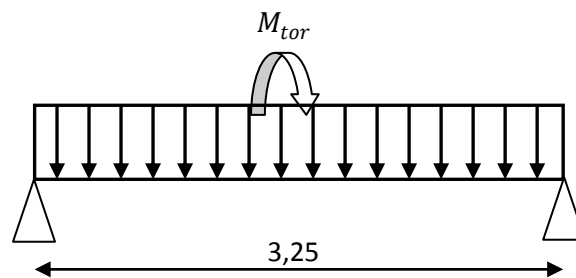


FIG. III. 23 – Schéma statique de la poutre palière

On suppose que cette poutre est soumise à un moment uniformément réparti

$$M = 18,27KN.m$$

M_{tor} : Le moment est maximum à l'encastrement

$$M_{tor} = \frac{M \cdot l}{2} = \frac{18,27 \cdot 3,25}{2} = 29,7KN.m$$

Ferraillage à la torsion

- **Armatures longitudinales**

$$e = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625\text{cm}^2$$

$$\mu = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100\text{cm}$$

$$A = \frac{29,7 \times 1 \times 1,15 \times 10}{2 \times 0,0625 \times 400} = 6,83\text{cm}^2$$

- **La contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times e \times \Omega} = \frac{29,7 \times 10^{-3}}{2 \times 0,05 \times 0,0625} = 4,75\text{MPa}$$

- **La contrainte de cisaillement due à la flexion (calculée déjà)**

$$\tau_u = 0,79\text{MPa}$$

Il faut que : $\bar{\tau} \geq \tau_{tot}$

$$\tau_{tot} = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2} = 4,81\text{MPa} > 3,325\text{MPa} \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

Donc il faut augmenter la section de la poutre

$$\text{On prend : } \begin{cases} b = 35\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_u = 69,84\text{KN} \\ \tau_u = 0,52\text{MPa} \\ \tau_{tor} = 2,55\text{MPa} \\ \tau_{tot} = 2,60\text{MPa} \\ \bar{\tau} = 3,325\text{MPa} \\ \bar{\tau} > \tau_{tot} \\ A = 8,87 \end{cases}$$

On a : $\tau_{tot} < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifiée}$

Les armatures transversales

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

Donc :

$$A = \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_S}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{29,7 \cdot 0,15 \cdot 1,15 \cdot 10}{2 \cdot 0,0625 \cdot 400} = 0,64\text{cm}^2$$

Ferraillage total de la poutre

En travée

$$A = A_{flex} + \frac{A_{tor}}{2} = 8,87\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 3HA16+3HA12 = 9,42cm²

En appui

$$A = A_{flex} + \frac{A_{tor}}{2} = 5,85cm^2$$

Donc on ferraille avec : 3HA14 + 2HA12 = 6,88cm²

Les armatures transversales

$$A = A_{t\ tor} + A_{t\ flex} = 2,65cm^2$$

Donc on ferraille avec : 1 cadres Ø10 + 1 étrier Ø10 = 3,14cm²

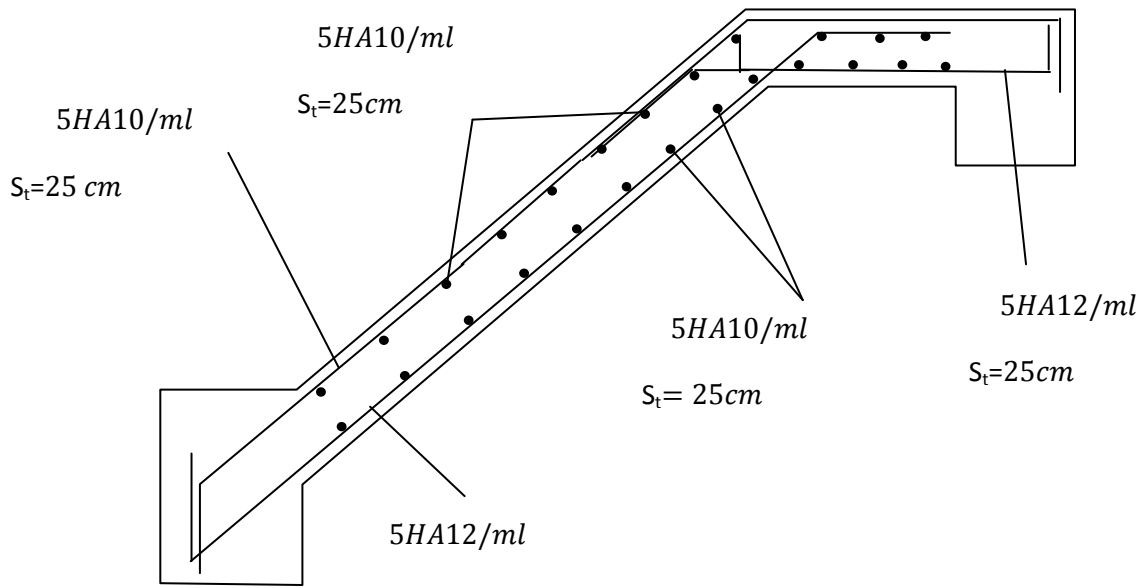


FIG. III.25 Schémas de ferrailage des volées

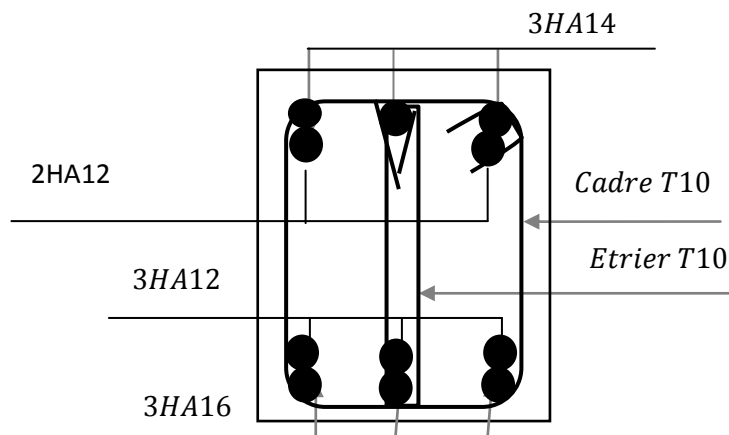


FIG. III.26 Schéma de ferrailage de la poutre palière

Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrailés. Nous nous sommes ensuite intéressés à l'acrotère, en suite à l'ascenseur. Ces derniers ont été étudiés et un ferrailage adéquat a été adopté. Dans notre structure, nous avons deux types d'escaliers, un type à deux volées et un autre à trois volées. Ces deux types ont été étudiés et ferrailés.

IV.1 Introduction

Les vibrations du sol entraînent les constructions dans leur mouvement. Celles-ci subissent des oscillations horizontales, verticales et de torsion.

Le mouvement vertical est souvent perçu comme moins dommageable que l'horizontal, partiellement en raison de l'importance généralement moindre de cette composante, mais surtout en raison du fait que les constructions sont naturellement conçues pour reprendre l'action (verticale) de la pesanteur avec une sécurité convenable alors qu'elles ne présentent pas les mêmes ressources pour une action horizontale.

IV.2 Logiciel de calcul

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec Rebot, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par élément fini pour étudier les structures planes et spatiales de type :

- Treillis
- Portique
- Structures mixtes
- Plaque
- Coque
- Éléments volumiques

Le rebot permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi des analyses linéaires ou non-linéaires.

Rebot est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixtes. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailages, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

IV.3 Conception parasismique

Le coût d'une construction parasismique croît en même temps que l'intensité du séisme contre lequel on entend se prémunir. Le problème est donc de trouver un compromis entre l'augmentation du coût de la construction et la diminution du risque.

Par conséquent, pour notre projet, le choix le plus judicieux est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

Pour ce système le **RPA99 V 2003** fixe les conditions d'applications suivantes :

- ✓ **Art 3.4.4.1 :**
 - Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- ✓ Art 4.2.4 :
Les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel *ROBOT* ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le *RPA*, de plus de 30%.
- ✓ Art 4.3.4 :
Les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent 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 ; Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Pour le calcul des forces sismiques le *RPA* (Art 4.1) donne les trois méthodes suivantes :

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

IV.4.1 Méthode statique équivalente (*RPA* Art 4.2)

A. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été

spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

B. Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

C. Calcul de la force sismique totale :

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} W$$

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique (donné par le tableau 4.1 du RPA).

Dans notre cas

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA.

Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles/portiques avec interaction.

D'où $R = 5$.

Q : Facteur de qualité, il est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments qui le constituent.

La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 du RPA.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU IV.1 – Valeurs des pénalités P_q

Critère de qualité q	Observation	Valeur de P_q
1) Condition minimale sur les files de contreventement.	Non observé	0,05
2) Redondance en plan.	Non observé	0,05
3) Régularité en plan.	Non observé	0,05
4) Régularité en élévation.	Non observé	0,05
5) Contrôle de qualité des matériaux.	Observé	0
6) Contrôle de la qualité d'exécution.	Observé	0

Donc : $Q = 1,2$

W : Poids total de la structure, tel que

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA.

$$\beta = \begin{cases} 0,2 & \text{pour les étage à usage d'abitation} \\ 0,4 & \text{pour les étage à usage de service} \\ 0,6 & \text{pour les étage à usage commercial} \end{cases}$$

TABLEAU IV.2 – Poids des différents etages

N° de niveaux	W_{Qi} (KN)	W_i (KN)
12	2899,30	2899,30
11	2897,40	5796,70
10	2897,40	8694,10
9	2909,89	11603,99
8	2909,89	14513,88
7	2909,89	17423,77
6	3108,89	20532,66
5	3108,89	23641,55
4	3108,89	26750,44

3	3389,11	30139,55
2	6542,87	36682,42
1	6610,35	43292,77
RDC	6891,37	50184,14

D'où $W = 50184,14 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

Pour notre projet, l'étude de sol classe le sol dans la catégorie S2 (sol ferme), donc $T_2 = 0,4s$.

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (donné par le tableau 4.2 du RPA).

Dans notre cas, on a

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

D'où :

$$\eta = 0,81 > 0,7 \quad \text{vérifiée}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique est calculée selon la méthode donnée par le RPA99 (Art. 4.2.4) :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (1)$$

Avec

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

Dans notre projet $h_N = 41,68 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage (donné par le tableau 4.6 du RPA99).

Dans notre cas $C_T = 0,05$

Donc

$$T = 0,05(41,68)^{\frac{3}{4}} = 0,820s$$

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (2)$$

Où D est la dimension du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas $D_x = 24,38$

$$D_y = 24 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \frac{41,68}{\sqrt{24,38}} = 0,759s$$

$$T_y = 0,09 \frac{41,68}{\sqrt{24}} = 0,765s$$

$$T_x = \text{Min}(T ; T_x) = 0,759s$$

$$T_y = \text{Min}(T ; T_y) = 0,765s$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1,321}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1,314}$$

La force sismique vaut

$$V_x = \frac{0,15 * 1,2 * 1,321}{5} * 50184,14 = 2386,55 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 * 1,2 * 1,314}{5} * 50184,14 = 2373,91 \text{ KN}$$

REMARQUE : La méthode d'analyse statique équivalente ne peut être utilisée dans notre cas, parce que la structure de notre projet est irrégulière en plan.

IV.4.2 Méthode dynamique modale spectrale (RPA Art 4.3)

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. Principe

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

B. Modélisation

Les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, seront représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) *DDL* (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.4.3 Méthode d'analyse par accélérogramme (*RPA Art 4.1.3. b*)

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le *robot 2011*

IV.5.1 Schéma de disposition des voiles

Disposition proposée par le bureau d'étude, avec modélisation des escaliers.

1ere disposition

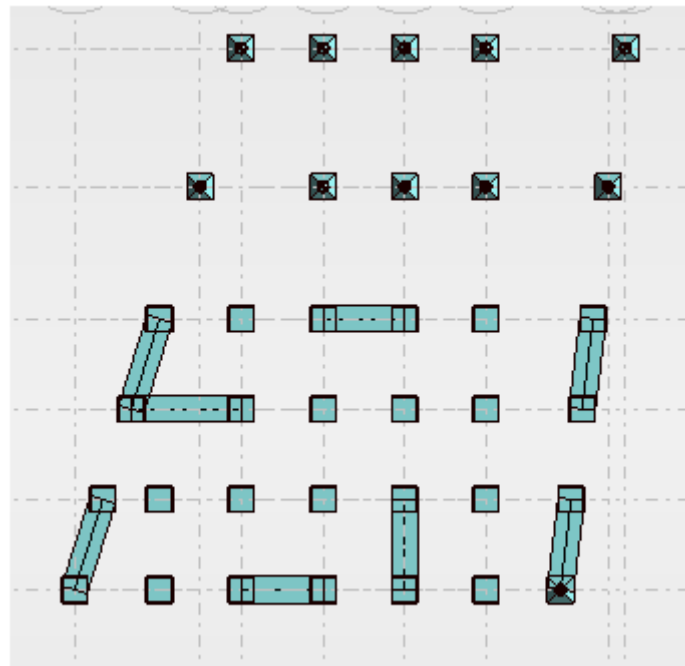


FIG. IV. 1 Disposition des voiles

Après avoir essayé de nombreuses dispositions, nous avons opté pour le modèle présenté sur la *figure IV. 1*.

IV.5.2 Présentation des 3 premiers modes

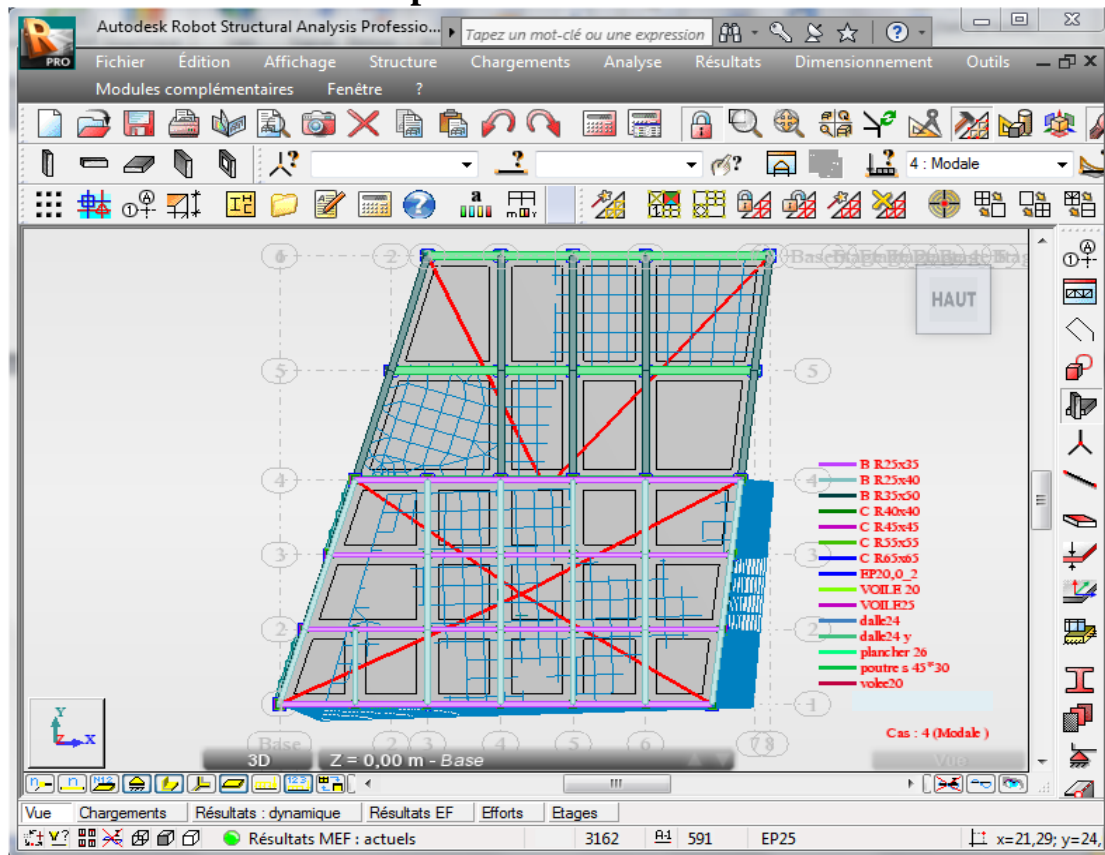


FIG. IV. 2 – MODE 1 (translation suivant un l'axe X)

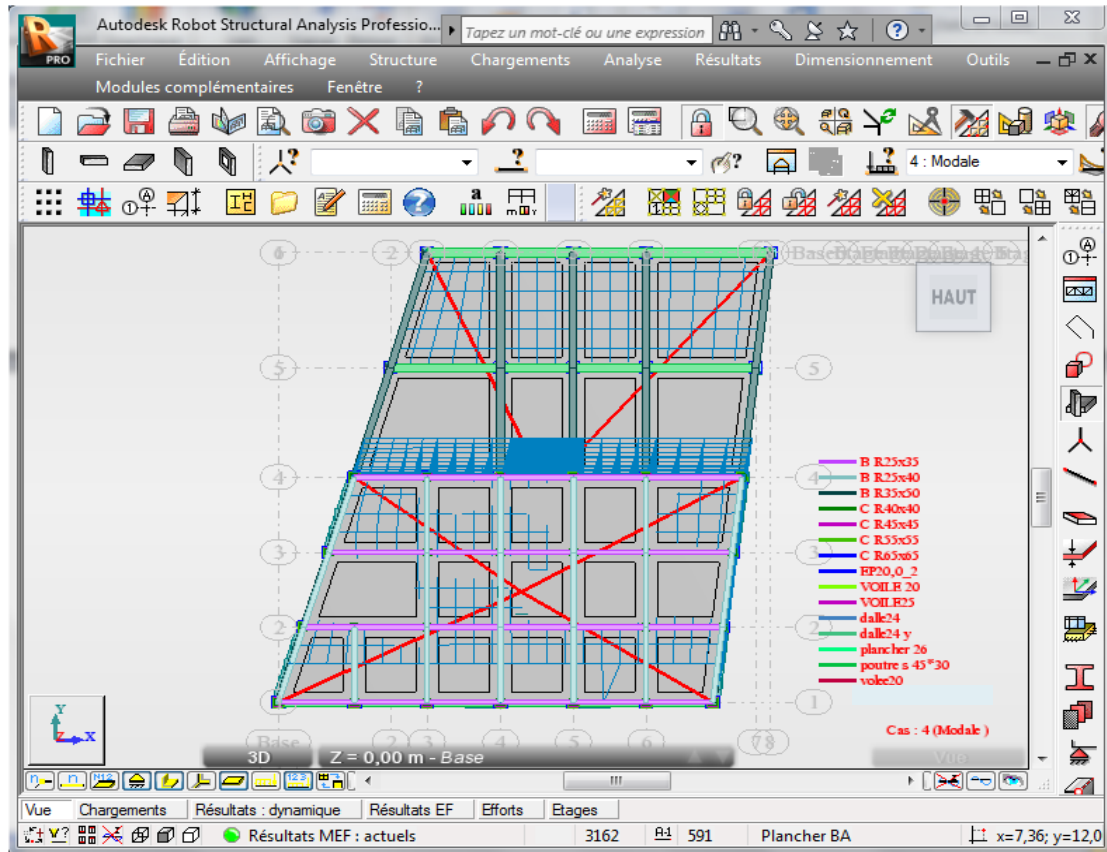


FIG. IV. 3 – MODE 2 (translation suivant l'axe Y)

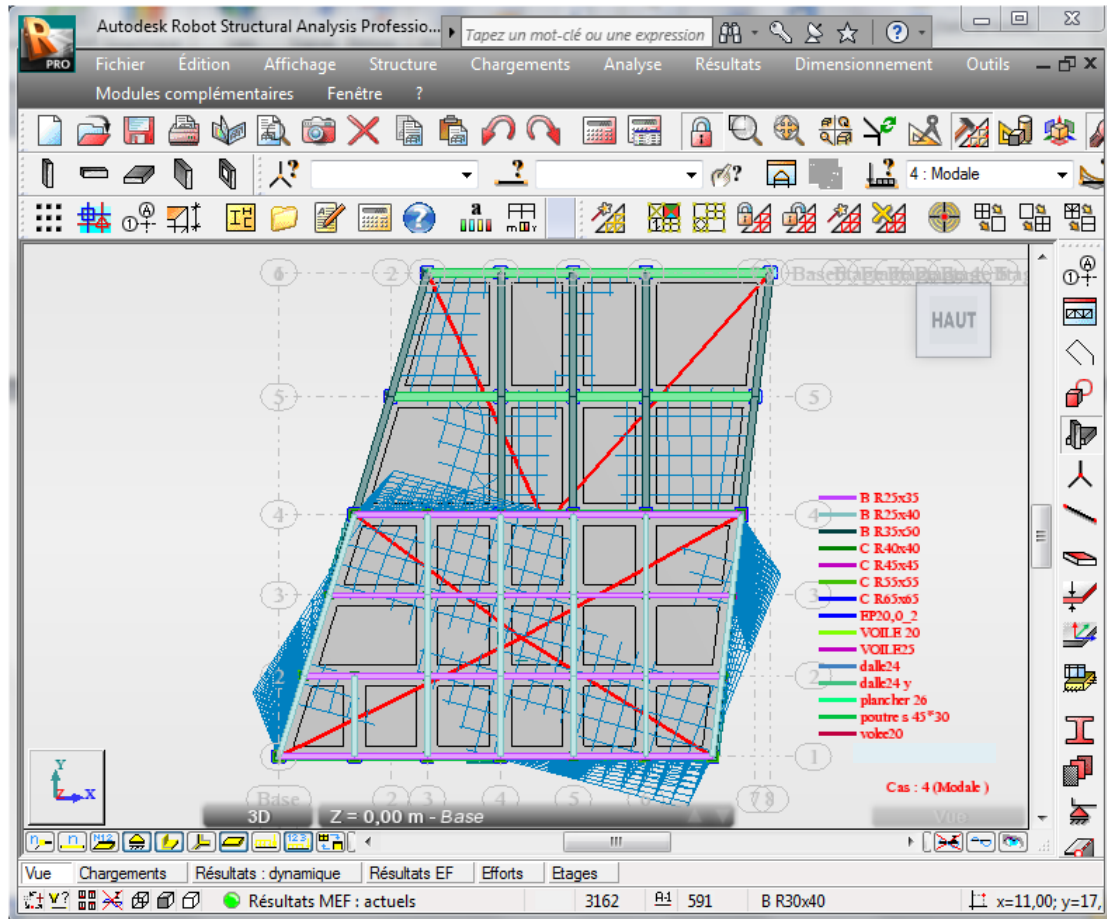


FIG. IV. 4 – MODE 3 (rotation autour de l'axe z)

IV.6 Vérification des recommandations du RPA99

a. Périodes de vibration et participation massique

TABLEAU IV.3 -Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	période	Individuel mode		Cumulative	
		Ux (%)	Uy (%)	Sum Ux (%)	Sum Uy (%)
1	0,93	56,91	7,39	56,91	56,91
2	0,86	7,55	55,02	64,45	64,45
3	0,68	0,07	0,00	64,53	64,53
4	0,25	17,77	0,90	82,30	82,30
5	0,21	0,72	19,14	83,02	83,02
6	0,16	0,02	0,00	83,04	83,04
7	0,11	7,26	0,40	90,30	90,30
8	0,09	0,43	7,81	90,72	90,72
9	0,07	0,01	0,00	90,73	90,73
10	0,07	3,34	0,23	94,07	94,07

LE TABLEAU IV.4-Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.On voit bien que la période du 1^{er} mode est inférieure à celle calculée avec les formules du RPA99, et majoré de 30%.

b. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

TABLEAU IV.4 –Interaction sous charges verticales (à l'ELS)

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	35355,14	6219,57	85,04	14,96
1 ^{er}	31542,85	5522,77	85,10	14,90
2 ^{ème}	27944,70	4796,60	85,35	14,65
3 ^{ème}	24299,77	4669,91	83,88	16,12
4 ^{ème}	21408,22	4224,22	83,52	16,48
5 ^{ème}	18501,37	3998,17	82,23	17,77
6 ^{ème}	15874,51	3541,47	81,76	18,24
7 ^{ème}	13511,78	3024,48	81,71	18,29
8 ^{ème}	11394,55	2264,70	83,42	16,58
9 ^{ème}	9030,171	1740,54	83,84	16,16
10 ^{ème}	6576,133	1382,39	82,63	17,37
11 ^{ème}	4200,831	909,669	82,20	17,80
12 ^{ème}	1859,100	434,669	81,05	18,95

Tous les portiques reprennent plus de 80% des charges verticales, donc la condition est vérifiée

TABLEAU IV.5 –Interaction sous charges horizontales

Niveaux	Selon X				Selon Y			
	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)		Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	portique	voile	portique	voile	portique	voile	portique	voile
RDC	574,99	1648,91	25,85	74,15	470,75	1619,33	26,49	73,51
1 ^{er}	528,19	1553,36	25,37	74,63	469,50	1490,65	27,21	72,79
2 ^{ème}	506,24	1453,77	25,82	74,18	426,34	1210,21	28,65	71,35
3 ^{ème}	629,21	1313,60	32,23	67,77	224,72	1093,36	26,05	73,95
4 ^{ème}	499,38	1317,73	27,48	72,52	276,54	822,75	25,15	74,85
5 ^{ème}	575,22	1129,98	33,73	66,27	252,98	556,07	31,26	68,74
6 ^{ème}	587,36	1002,95	36,93	63,07	117,48	337,64	25,81	74,19
7 ^{ème}	419,11	915,39	31,40	68,60	68,39	188,84	26,58	73,42
8 ^{ème}	464,32	843,16	35,51	64,49	115,16	261,33	30,58	69,42
9 ^{ème}	387,88	777,44	33,28	66,72	176,99	406,32	30,34	69,66
10 ^{ème}	359,04	718,28	33,32	66,68	198,02	576,87	25,55	74,45
11 ^{ème}	248,54	659,96	27,35	72,65	239,65	710,39	25,22	74,78
12 ^{ème}	465,35	677,24	40,72	59,28	320,23	746,05	30,03	69,97

La condition est vérifiée puisque à tous les niveaux les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales.

c. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques a la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante V_{st}

TABLEAU IV.6 –Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultant des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$\left(\frac{V_{dyn}}{V_{st}}\right) * 100$ (%)	Observation
Sens x-x	2223,90	2386,55	93,18	Vérifié
Sans y-y	2032,87	2373,91	85,63	Vérifié

d. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dû au séisme, le RPA99 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0,3$$

Tel que

N : effort normal maximal.

B : section du poteau.

Les résultats sont montrés dans le tableau IV.8.

TABLEAU IV.7 –Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Sections	N (KN)	N_{rd}	Observation
RDC	65X65	1768,07	0,167	Vérifiée
1 ^{re} et 2 ^{ème}	65X65	1563,51	0,148	Vérifiée
3 ^{ème}	65X65	1382,92	0,130	Vérifiée
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	55X55	1218,00	0,161	Vérifiée
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	45X45	771,09	0,152	Vérifiée
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	40X40	372,72	0,093	Vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes

e. Vérification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est donné par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Art 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Remarque :

Tous les déplacements, tirés du *robot*, ont été majoré de 6%.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau IV.9.

TABLEAU IV.9 –Vérification des déplacements

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
12ème	2,2	11	10	1	306	0,326	1,5	7,5	7,0	0,5	0,163
11ème	2,0	10	9,0	1	306	0,326	1,4	7,0	6,0	1,0	0,326
10ème	1,8	9,0	8,0	1	306	0,326	1,2	6,0	5,5	0,5	0,163
9ème	1,6	8,0	7,0	1	306	0,326	1,1	5,5	4,5	1,0	0,326
8ème	1,4	7,0	6,0	1	306	0,326	0,9	4,5	4,0	0,5	0,163
7ème	1,2	6,0	5,0	1	306	0,326	0,8	4,0	3,5	0,5	0,163
6ème	1,0	5,0	4,0	1	306	0,326	0,7	3,5	2,5	1,0	0,326
5ème	0,8	4,0	3,0	1	306	0,326	0,5	2,5	2,0	0,5	0,163
4ème	0,6	3,0	2,5	0,5	306	0,163	0,4	2,0	1,5	0,5	0,163
3ème	0,5	2,5	1,5	1	306	0,326	0,3	1,5	1,0	0,5	0,163
2ème	0,3	1,5	1,0	0,5	350	0,142	0,2	1,0	0,5	0,5	0,142
1er	0,2	1,0	0,5	0,5	350	0,142	0,1	0,5	0,25	0,25	0,071
RDC	0,1	0,5	0	0,5	408	0,122	0,05	0,25	0,0	0,25	0,061

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon le RPA99 (Art 5.9), l'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

Tel que

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus de la vérification de θ_k sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU IV.10 – Vérification de la condition de non prise en compte de l'effet P – Δ

Niveaux	h_k (cm)4	P_k (KN)1	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)2	V_k (KN)3	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
12 ^{ème}	306	2899,30	1,0	232,37	0,034	0,5	149,02	0,031
11 ^{ème}	306	5796,70	1,0	808,50	0,023	1,0	596,87	0,031
10 ^{ème}	306	8694,10	1,0	977,32	0,029	0,5	744,45	0,019
9 ^{ème}	306	11603,99	1,0	1165,33	0,032	1,0	883,67	0,042
8 ^{ème}	306	14513,88	1,0	1307,48	0,036	0,5	988,74	0,023
7 ^{ème}	306	17423,77	1,0	1434,50	0,039	0,5	1094,83	0,026
6 ^{ème}	306	20532,66	1,0	1590,32	0,042	1,0	1230,18	0,054
5 ^{ème}	306	23641,55	1,0	1705,21	0,045	0,5	1310,34	0,029
4 ^{ème}	306	26750,44	0,5	1817,11	0,024	0,5	1384,87	0,031
3 ^{ème}	306	30139,55	1,0	1942,80	0,050	0,5	1481,93	0,033
2 ^{ème}	350	36682,42	0,5	2080,01	0,025	0,5	1638,89	0,031
1 ^{er}	350	43292,77	0,5	2181,55	0,028	0,25	1711,30	0,018
RDC	408	50184,14	0,5	2223,90	0,027	0,25	1732,87	0,017

Nous remarquons que tous les $\theta_k < 0,1$, les effets du 2^{ème} ordre (effet P – Δ) peuvent être négligés.

g. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon le **RPA (Art 5.8)** au niveau du sommet du bloc le moins élevé.

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad \text{RPA (formule 4.19)}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement.

$$R = 5$$

Dans notre cas, le bâtiment principal et le bâtiment annexe seront séparés par un joint sismique, pour avoir les déplacements maximaux, selon les directions principales, au dernier niveau du bâtiment annexe, nous l'avons modélisé avec le logiciel *robot*.

$$d_{min} = 15 + (22 + 22) \geq 59 \text{ mm}$$

La largeur du joint sismique, entre les deux blocs, dans les deux sens sera de 6 cm.

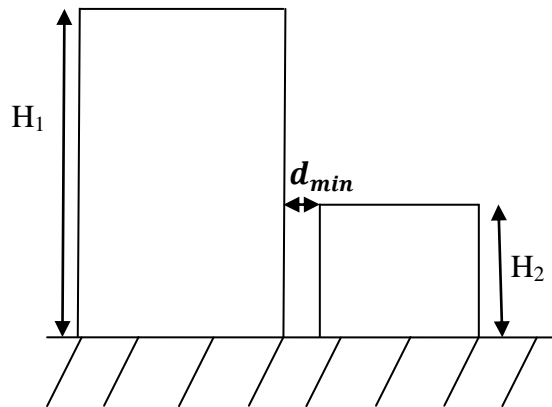


FIG. IV. 5 – joint sismique

Conclusion :

Les voiles présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur dispositions était un véritable obstacle vu la non symétrie, le décrochement que présente la structure et les contraintes architecturales. Après plusieurs essais, nous somme arrivées à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta). afin d'éviter l'effort normale réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour satisfaire les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur.

V.1 Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs principaux (poteaux, poutres et voiles). Cependant, ces derniers doivent être suffisamment dimensionnés, bien armés (ferrillés) et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

V.2.1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée sous un effort normal (N) et un moment fléchissant (M), donnés par les combinaisons les plus défavorables, de la manière suivante :

- ✓ Effort normal maximal ; moment correspondant.
- ✓ Moment maximal ; effort normal correspondant.
- ✓ Effort normal minimal ; moment correspondant.

V.2.2 Combinaisons de calcul

- ✓ $1.35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0,8G + E$
- ✓ $0,8G - E$

V.2.3 Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,8\% \text{ de la section du béton (zone IIa)}$$

- Leur pourcentage maximal :

$$A_{max} = 4\% \text{ de la section du béton en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \text{ de la section du béton en zone de recouvrement}$$

- Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales :

$$\Phi_{min} = 12mm$$

- La longueur minimal de recouvrement est de $40\Phi_l$ en zone IIa.
- L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

b_1 et h_1 : Dimension du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

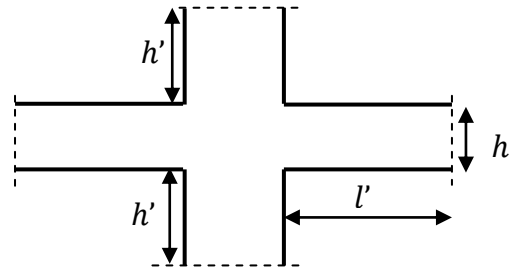


Fig.V.1 – Zone nodale

Les valeurs minimales et maximales des armatures longitudinales dans les poteaux sont regroupées dans le tableau V.1

TABLEAU V.1-Valeurs min et max des armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC au 3 ^{ème}	65X65	33,8	169	253,5
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	55X55	24,2	121	181,5
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	45X45	16,2	81	121,5
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	40X40	12,8	64	96

b. Armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Tel que

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est fonction de l'élancement géométrique λ_g , comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{sinon} \end{cases}$$

t : Espacement des armatures transversales. Ça valeur maximum est fixée comme suit:

Dans la zone nodale

$$t \leq \min(10\Phi_l ; 15cm) \quad \text{en zone IIa}$$

Dans la zone courante

$$t' \leq 15\Phi_l \quad \text{en zone IIa}$$

Où Φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale A_t/tb_1 en % est donnée

comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_l$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi_{cheminées} > 12cm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.4 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul, selon les combinaisons les plus défavorables, sont extraites directement du logiciel *robot*, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

TABLEAU V.2 – Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N^{max} \rightarrow M_{corr}$		$M^{max} \rightarrow N_{corr}$		$N^{min} \rightarrow M_{corr}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC au 3 ^{ème}	3149,69	33,04	80,59	1879,82	-94,20	-35,73
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	1668,73	20,31	34,59	828,36	-319,36	-18,92
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	1056,42	25,95	39,07	644,10	-85,38	-20,73
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	510,19	25,41	42,11	296,45	-45,30	-17,98

V.2.5 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicité (*section 65x65 ; d = 0,6m ; d' = 0,05*), avec les sollicitations suivantes :

$$N^{max} = 3149,69 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 33,04 \text{ KNm}$$

$$M^{max} = 80,59 \text{ KNm} \rightarrow N_{corr} = 1879,82 \text{ KN}$$

$$N^{min} = -1285,54 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = -35,73 \text{ KNm}$$

a. Calcul sous N^{max} et M_{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0104 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_A \geq (0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Calcul de M_A

$$M_A = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 33,04 + 3149,69 \left(0,6 - \frac{0,65}{2} \right) = 899,20 \text{ KNm}$$

$$0,833 < 1,07 \text{ condition non vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b d^2 f_{bu}} = 0,270$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,403$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,503 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z f_{st}} = 51,36 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -39,14 < 0 \Rightarrow A = 0$$

b. Calcul sous M^{max} et N_{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,042 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section (entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_A \geq (0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Calcul de M_A

$$M_A = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 80,59 + 1879,82 \left(0,6 - \frac{0,65}{2} \right) = 597,54 \text{ KNm}$$

$$0,436 < 1,07 \text{ condition non vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b d^2 f_{bu}} = 0,179$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})} \right) = 0,249$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z f_{st}} = 31,79 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -22,22 < 0 \Rightarrow A = 0$$

c. Calcul sous N^{min} et M_{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,379 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Calcul de M_A

$$M_A = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 35,73 + 94,20 \left(0,6 - \frac{0,65}{2} \right) = 61,635 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b d^2 f_{bu}} = 0,0185$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})} \right) = 0,0116$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,597 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z f_{st}} = 2,965 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,69 \text{ cm}^2$$

Le tableau V.3 résume les résultats de calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

TABLEAU V.3 - Sections des armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Sections (cmxcm)	A_{robot} (cm ²)	$A_{min(RPA)}$ (cm ²)	$A_{opt\ée}$ (cm ²)	N° de Barres
RDC	65x65	28	33,80	36,7	12HA16+4HA20
1 ^{re} et 2 ^{ème}	65x65	11	33,80	36,7	12HA16+4HA20
3 ^{ème}	65x65	9,1	33,80	36,7	12HA16+4HA20
et 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	55x55	7,5	24,20	26,52	12HA14+4HA16
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	45x45	6,8	16,20	18,72	4HA14+4HA20
10 ^{ème} et 12 ^{ème}	40x40	4,8	12,80	14,2	4HA16+4HA14

V.2.6 Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide des formules citées plus haut.

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

TABLEAU V.4 - Sections des armatures transversales des poteaux

Sections cm x cm	Φ_l^{min} cm	l_f cm	λ_g	V_d KN	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	A_t^{cal} cm ²	A_t^{min} cm ²	A_t^{opt} cm ²	Nbre de Barres
65x65	1,6	358	5.5	33,33	64	10	15	1,27	2,93	3,02	6HA8
65x65	1,6	300	4.61	29,04	64	10	15	1,29	2,93	3,02	6HA8
65x65	1,6	261	4.01	24,77	64	10	15	1,89	2,93	3,02	6HA8
55x55	1,4	261	4.74	16,10	56	10	15	0,82	2,47	2,58	2HA10+2HA8
45x45	1,6	261	5.8	15,79	64	10	15	0,81	2,03	2,58	2HA10+2HA8
40x40	1,4	261	6.52	13,66	56	10	15	0,69	1,8	2,01	4HA8

V.2.7 Vérifications

a. Vérification au flambement

Selon le **BAEL91** (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que

$$N_d \leq N_u = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

α est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui est égal à :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1,10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3,46(l_f/b) & \text{pour les sections rectangulaires} \\ \lambda = 4(l_f/\Phi) & \text{pour les sections circulaires} \end{cases}$$

$$l_f = 0,7 * l_0 \quad \text{longueur de flambement}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3149,69 \text{ KN}$$

$$l_f = 358 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 19,05 \rightarrow \alpha = 0,802$$

$$B_r = (0,65 - 0,02) * (0,65 - 0,02) = 0,397 \text{ m}^2$$

$$N_u = \frac{0,789}{1,1} \left(\frac{0,397 * 25}{0,9 * 1,5} + (36,7 * 10^{-4}) \frac{400}{1,15} \right) = 6,63 \text{ MN}$$

$$N_d = 3,14969 \text{ MN} < 6,63 \text{ MN} \quad \text{pas de risque de flambement}$$

TABLEAU V.5 - Vérification du risque de flambement des poteaux

Sections cmxcm	l_f Cm	λ	α	A_s cm ²	B_r m ²	N_u MN	N_d MN	observation
65x65	358	11.05	0.802	36,7	0,397	6,63	3,14	vérifiée
65x65	300	15.96	0.816	36,7	0,397	6,30	2,52	Vérifiée
65x65	261	13.89	0.821	36,7	0,397	6,38	1,81	Vérifiée
55x55	261	16.41	0.814	26,52	0,281	4,46	1,41	Vérifiée
45x45	261	20.06	0.790	16,08	0,185	2,82	0,78	Vérifiée
40x40	261	22.57	0.784	14,2	0,144	2,19	0,38	vérifiée

b. Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Tel que

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} v \quad \text{fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} v' \quad \text{fibre inférieure}$$

Avec

$$S = bh + 15(A + A') \quad \text{Section homogène}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{S} \quad \text{et} \quad v' = h - v$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

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

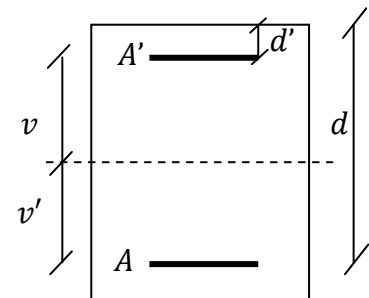


Fig.V.2 – Schéma des armatures

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau V.5.

TABLEAU V.6 -Vérification des contraintes dans le béton

Sections	65x65	65x65	65x65	55x55	45x45	40x40
d (cm)	60	60	60	50	40,5	36
A' (cm ²)	18,35	18,35	18,35	13,26	8,04	7,1
A (cm ²)	18,35	18,35	18,35	13,26	8,04	7,1
S (cm ²)	4775,5	4775,5	4775,5	3422,8	2266,2	1813
v (cm)	36,24	36,24	36,24	31,11	25,18	22,66
v' (cm)	28,76	28,76	28,76	23,88	19,82	17,33

$I_{yy'} (m^4)$	0,0193	0,0193	0,0193	0,0015	0,00436	0,00277
$N_{ser} (KN)$	1988,70	1768,07	1382,92	1218	771,09	372,72
$M_{ser} (KNm)$	33,50	37,75	28,86	22,05	23,97	26,25
$M_{serG} (KNm)$	107,87	103,87	80,58	66,01	61,13	36,16
$\sigma_{bc1} (MPa)$	6,6	7,45	7,65	8,42	4,81	7,26
$\sigma_{bc2} (MPa)$	2,79	2,64	2,22	2,61	0,637	-2,87
$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c. Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le 99 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bc} = \rho_d f_{c28}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_d}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_{bc}$$

Avec

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{sinon} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau V.7.

TABLEAU V.7 - Vérification aux sollicitations tangentes

Sections cmxcm	l_f cm	λ_g	ρ_d	d cm	V_d KN	τ_{bu} MPa	$\overline{\tau}_{bc}$ MPa	observation
65x65	358	5.50	0,075	60	33,33	0,085	1,875	vérifiée
65x65	300	4.61	0,075	60	29,04	0,075	1,875	Vérifiée
65x65	261	4.01	0,04	60	24,77	0,063	1	Vérifiée
55x55	261	4.74	0,075	50	16,10	0,058	1,875	Vérifiée
45x45	261	5.80	0,075	40,5	15,79	0,086	1,875	Vérifiée
40x40	261	6.52	0,075	36	13,66	0,094	1,875	vérifiée

V.2.8 Disposition constructive des poteaux*Longueur de recouvrement*

$$L_r \geq 40\phi_l^{max}$$

TABLEAU V.8 -Longueur de recouvrement

ϕ_l^{max} (cm)	2,0	1,6	1,4
$40\phi_l^{max}$ (cm)	80	64	56
L_r (cm)	85	70	60

Détermination de la zone nodale

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60cm\right)$$

TABLEAU V.9 Localisation des zones nodales dans les poteaux

Niveau	Sections (cmxcm)	h_e (cm)	h' (cm)
RDC	65x65	408	68
1 ^{re} et 2 ^{ème}	65x65	350	65
3 ^{ème} et	65x65	306	65
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	55x55	306	60
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	45x45	306	60
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	40x40	306	60

V.2.9 Schémas de ferrailage des poteaux

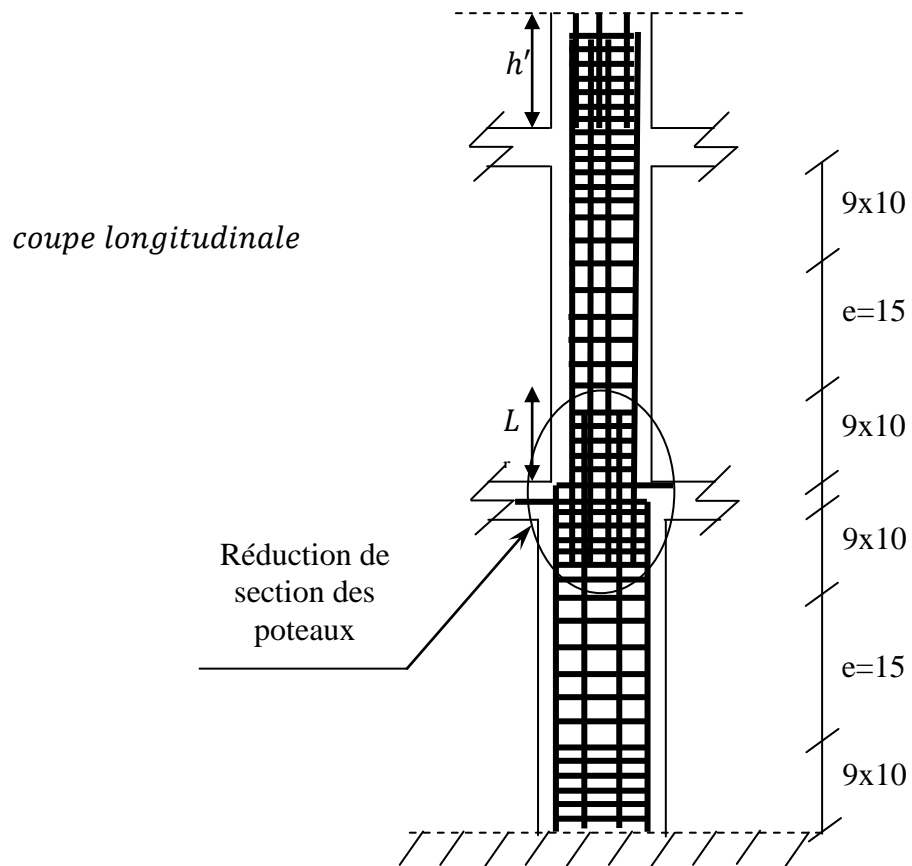
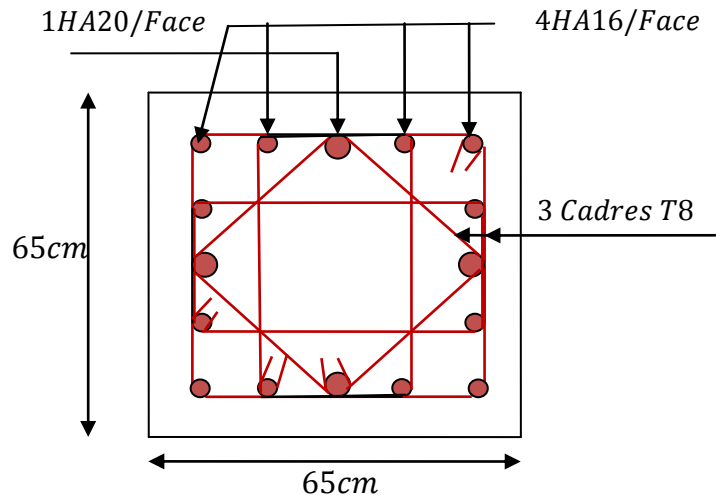
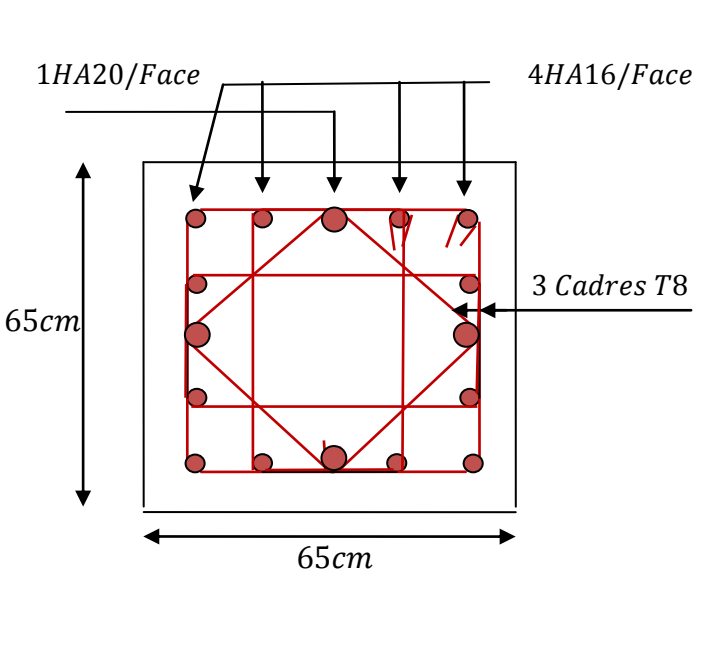
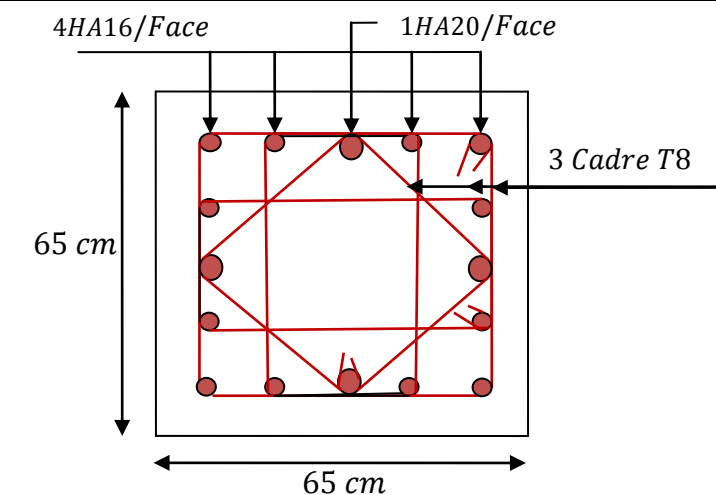


Fig V.3 – Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux

TABLEAU V.10 – Ferrailage des sections des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC	 <p>1HA20/Face 4HA16/Face</p> <p>65cm</p> <p>65cm</p> <p>3 Cadres T8</p> <p>Detailed description: A square column with side length 65 cm. The reinforcement layout shows 1 HA20 bar on each of the four faces (total 4 bars) and 4 HA16 bars on each of the four faces (total 16 bars). Three T8 stirrups are provided. The diagram shows a grid of bars with diagonal cross-bracing.</p>
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	 <p>1HA20/Face 4HA16/Face</p> <p>65cm</p> <p>65cm</p> <p>3 Cadres T8</p> <p>Detailed description: A square column with side length 65 cm. The reinforcement layout shows 1 HA20 bar on each of the four faces (total 4 bars) and 4 HA16 bars on each of the four faces (total 16 bars). Three T8 stirrups are provided. The diagram shows a grid of bars with diagonal cross-bracing.</p>
3 ^{ème} étages	 <p>4HA16/Face 1HA20/Face</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p> <p>3 Cadre T8</p> <p>Detailed description: A square column with side length 65 cm. The reinforcement layout shows 4 HA16 bars on each of the four faces (total 16 bars) and 1 HA20 bar on each of the four faces (total 4 bars). Three T8 stirrups are provided. The diagram shows a grid of bars with diagonal cross-bracing.</p>

<p>4^{eme} au 6^{eme} étages</p>	<p>4HA14/Face</p> <p>1HA16/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>1 Cadre T8</p> <p>1 Cadre T10</p>
<p>7^{eme} et 9^{eme} étages</p>	<p>3HA16/Face</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadre T10</p> <p>Cadre T8</p>
<p>10^{eme} et 12^{eme} étages</p>	<p>2HA16/Face</p> <p>1HA14/Face</p> <p>40 cm</p> <p>40 cm</p> <p>2 Cadres T8</p>

V.3 Etude des poutres

V.3.1 Définition

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leur rôle est de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées, uniquement, par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul se fera à la flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et des poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

V.3.2 Combinaisons de calcul

- ✓ $1.35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0,8G + E$
- ✓ $0,8G - E$

V.3.3 Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% dans la section.

Leur pourcentage maximal d'aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, par conséquent elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis. .

La longueur minimal de recouvrement est de $40\Phi_l$ en zone *Ila*.

b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est données par

$$A_t \geq 0,003S_t b$$

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales des poutres, donné par

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l^{min}\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.4 Calcul du ferrailage

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel *ROBOT* majorées de 9%.

Les tableaux suivants regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres.

TABLEAU V.11 – Armatures longitudinales des poutres principales

Niveau	M_t KNm	M_a KNm	A_t^{cal} cm ²	A_a^{cal} cm ²	A_{min} [14] cm ²	A_t^{opt} cm ²	A_a^{opt} cm ²	Barres En travée	Barres En appui	V KN
1 ^{re}	51,04	96,40	3,15	6,17	8,75	9,42	10,65	3HA20	3HA16+3HA14	103,76
2 ^{ème}	51,26	120,62	3,21	7,83	8,75					108,10
3 ^{ème}	70,57	133,86	4,31	8,75	8,75					109,78
4 ^{ème}	38,61	76,71	3,12	4,21	5					75,53
5 ^{ème}	45,60	74,17	3,72	5,31	5					79,45
6 ^{ème}	54,51	76,60	4,50	6,51	5					77,89
7 ^{ème}	56,71	78,66	4,69	6,70	5					76,95
8 ^{ème}	56,39	80,70	4,66	6,89	5					77,93
9 ^{ème}	63,12	81,69	5,27	6,99	5					82,30
10 ^{ème}	61,87	82,11	5,15	7,03	5					85,84
11 ^{ème}	58,27	82,33	4,83	7,05	5					87,38
12 ^{ème}	63,78	82,73	5,32	7,09	5					94,34
terras	50,52	81,51	4,15	6,97	5	81,23				

TABLEAU V.12 - Armatures longitudinales des poutres secondaires

Niveau	M_t KNm	M_a KNm	A_t^{cal} cm ²	A_a^{cal} cm ²	A_{min} [14] cm ²	A_t^{opt} cm ²	A_a^{opt} cm ²	Barres En travée	Barres En appui	V KN	
1 ^{re}	50,31	70,31	3,56	5,05	6,75	7,82	6,16	2HA20+1HA14	4HA14	31,36	
2 ^{ème}	30,24	52,92	2,02	3,75						41,45	
3 ^{ème}	41,16	50,29	2,89	3,56						48,75	
4 ^{ème}	40,07	53,28	3,82	5,19						138,35	
5 ^{ème}	43,64	59,91	4,18	5,91						160,70	
6 ^{ème}	50,09	64,87	4,85	6,46						140,49	
7 ^{ème}	50,16	67,07	4,96	6,71						169,01	
8 ^{ème}	49,52	68,24	4,79	6,84						103,83	
9 ^{ème}	51,85	70,51	5,04	7,10						91,94	
10 ^{ème}	51,32	70,37	4,98	7,14						8,01	70,83
11 ^{ème}	49,69	69,07	4,81	6,94						65,15	
12 ^{ème}	50,85	70,55	4,94	7,10						72,64	
terras	38,60	52,10	3,67	5,07	46,02						

V.3.5 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

- ✓ Poutres principales

$$A \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- ✓ Poutres secondaires

$$A \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,05 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

On vérifie les cas les plus défavorables pour chaque type de poutre.

- ✓ Poutres principales (35*50)

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{bd} = \frac{109,78 * 10^{-3}}{0,35 * 0,5} = 0,627 \text{ MPa} \leq 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- ✓ Poutres secondaires (30*45)

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{bd} = \frac{48,75 * 10^{-3}}{0,3 * 0,45} = 0,36 \text{ MPa} \leq 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- ✓ Poutres principales (25*40)

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{bd} = \frac{94,34 * 10^{-3}}{0,25 * 0,4} = 0,943 \text{ MPa} \leq 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- ✓ Poutres secondaires (25*35)

$$\tau_u = \frac{V_{u_{max}}}{bd} = \frac{169,01 * 10^{-3}}{0,25 * 0,35} = 1,93 \text{ MPa} \leq 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

c. Armatures transversales

c.1 Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \Phi_{t_{min}} ; \frac{b}{10}\right)$$

- ✓ Poutres principales (35*50)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35} ; 1,4 ; \frac{35}{10}\right) = 1,4 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte : $4HA8 = 1 \text{ cadre HA8} + \text{étrier HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

- ✓ Poutres secondaires (30*45)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35} ; 1,4 ; \frac{30}{10}\right) = 1,28 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte : $4HA8 = 1 \text{ cadre HA8} + \text{étrier HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

- ✓ Poutres principales (25*40)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,4; \frac{25}{10}\right) = 1,14 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte : $4HA8 = 1 \text{ cadre HA8} + \text{étrier HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

- ✓ Poutres secondaires (25*35)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,4; \frac{25}{10}\right) = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte : $4HA8 = 1 \text{ cadre HA8} + \text{étrier HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

c.2 Espacements des barres transversales

Les espacements entre les barres transversales doivent satisfaire à des conditions spécifiques. Le tableau ci-dessous énumère ces conditions, tout en donnant les espacements dans les deux zones courante (S_t^{ZC}) et nodale (S_t^{ZN}) pour les différentes poutres.

TABLEAU V.14 Espacement des barres transversales dans les poutres

Type de Poutre	Zone nodale $\min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l_{min}}\right)$ (Cm)	Zone courante $\frac{h}{2}$ (Cm)	S_t^{ZN} (cm)	S_t^{ZC} (cm)
35x50	12,5	25	12	22
30x45	11,25	22,5	11	20
25x40	10	20	10	18
25x35	7,5	15	7	14

c.2 Vérification de la section minimale des armatures transversales

On doit vérifiée que

$$A_t^{min} = 0,003S_t b < A_{t_{calculée}}$$

- ✓ Poutres principales (35*50)

$$A_t^{min} = 0,003 * 0,22 * 0,35 = 2,31 < 2,01 \text{ cm}^2 \text{ non vérifiée}$$

On adopte: $4HA10 = 1 \text{ cadre HA10} + \text{étrier HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$ *vérifiée*

- ✓ Poutres secondaires (30*45)

$$A_t^{min} = 0,003 * 0,20 * 0,3 = 1,8 < 2,01 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- ✓ Poutres principales (25*40)

$$A_t^{min} = 0,003 * 0,18 * 0,25 = 1,35 < 2,01 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- ✓ Poutres secondaires (25*35)

$$A_t^{min} = 0,003 * 0,14 * 0,25 = 1,05 < 2,01 \text{ cm}^2$$

vérifiée

d. Vérification des armatures longitudinales

✓ LONGUEUR DE RECOUVREMENT

TABLEAU V.15:longueur de recouvrement

Φ_l^{max} (cm)	2,0	1,6	1,4	1,2
$40\Phi_l^{max}$ (cm)	80	64	56	48
L_r (cm)	85	70	60	50

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit vérifier que

$$\text{Appuis de rives : } A_l \geq \frac{V * \gamma_s}{f_e} \quad (I)$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V - \frac{M_a}{0,9d} \right) \quad (II)$$

Les résultats de calcul pour les différentes poutres sont montrés dans le tableau suivant :

TABLEAU V.16 -Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Type de Poutre	A_l Cm ²	M_a KNm	V KN	(I) Cm ²	(II) Cm ²	Observation
35x50	10,65	133,86	109,78	3,15	-6,34	$A_l > \frac{V * \gamma_s}{f_e}$ $\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V - \frac{M_a}{0,9d} \right) < 0$
30x45	10,65	82,73	94,34	2,71	-3,89	
25x40	6,16	70,31	48,75	1,40	-4,83	
25x35	8,01	70,55	169,01	4,59	-2,18	

V.3.6 Vérification à l'ELS

a. Vérification de la contrainte de compression du béton

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tel que (y) est déduite de la formule suivante

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A'_s + A_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0$$

Le moment d'inertie de la section fissurée par rapport à l'axe neutre est donné par

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

TABLEAU V.17 –Vérification de la contrainte de compression du béton

Type de Poutre	Zone	M_{ser} MNm	y m	I m^4	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation
35x50	Appuis	0,1372	0,132	$16,3 * 10^{-4}$	11,11	15	Vérifiée
	Travée	0,0528	0,141	$15,5 * 10^{-4}$	4,80	15	Vérifiée
30x45	Appuis	0,0255	0,137	$9,31 * 10^{-4}$	3,75	15	Vérifiée
	Travée	0,0216	0,101	$8,08 * 10^{-4}$	2,70	15	Vérifiée
25x40	Appuis	0,0345	0,111	$5,12 * 10^{-4}$	7,48	15	Vérifiée
	Travée	0,0135	0,081	$4,77 * 10^{-4}$	2,29	15	Vérifiée
25x35	Appuis	0,0125	0,089	$1,87 * 10^{-4}$	5,95	15	Vérifiée
	Travée	0,0072	0,063	$1,72 * 10^{-4}$	2,63	15	Vérifiée

b. État limite de déformation (vérification de la flèche)

Selon le BAEL91, la vérification de la flèche n'est pas indispensable si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 & (I) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,075 & (II) \\ \frac{A}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 & (III) \end{cases}$$

On vérifiera, pour chaque type de poutres, le cas le plus défavorable.

TABLEAU V.18 -Vérification des flèches

Type de Poutre	30x50			30x45			30x40			25x30		
Conds	(I)	(II)	(III)	(I)	(II)	(III)	(I)	(II)	(III)	(I)	(II)	(III)
	0,09	0,09	0,005	0,09	0,09	0,003	0,07	0,07	0,003	0,085	0,085	0,003
Obser	Vérifiées			Vérifiées			vérifiée			Vérifiée		
Δf	/			/			/			/		
f	/			/			/			/		

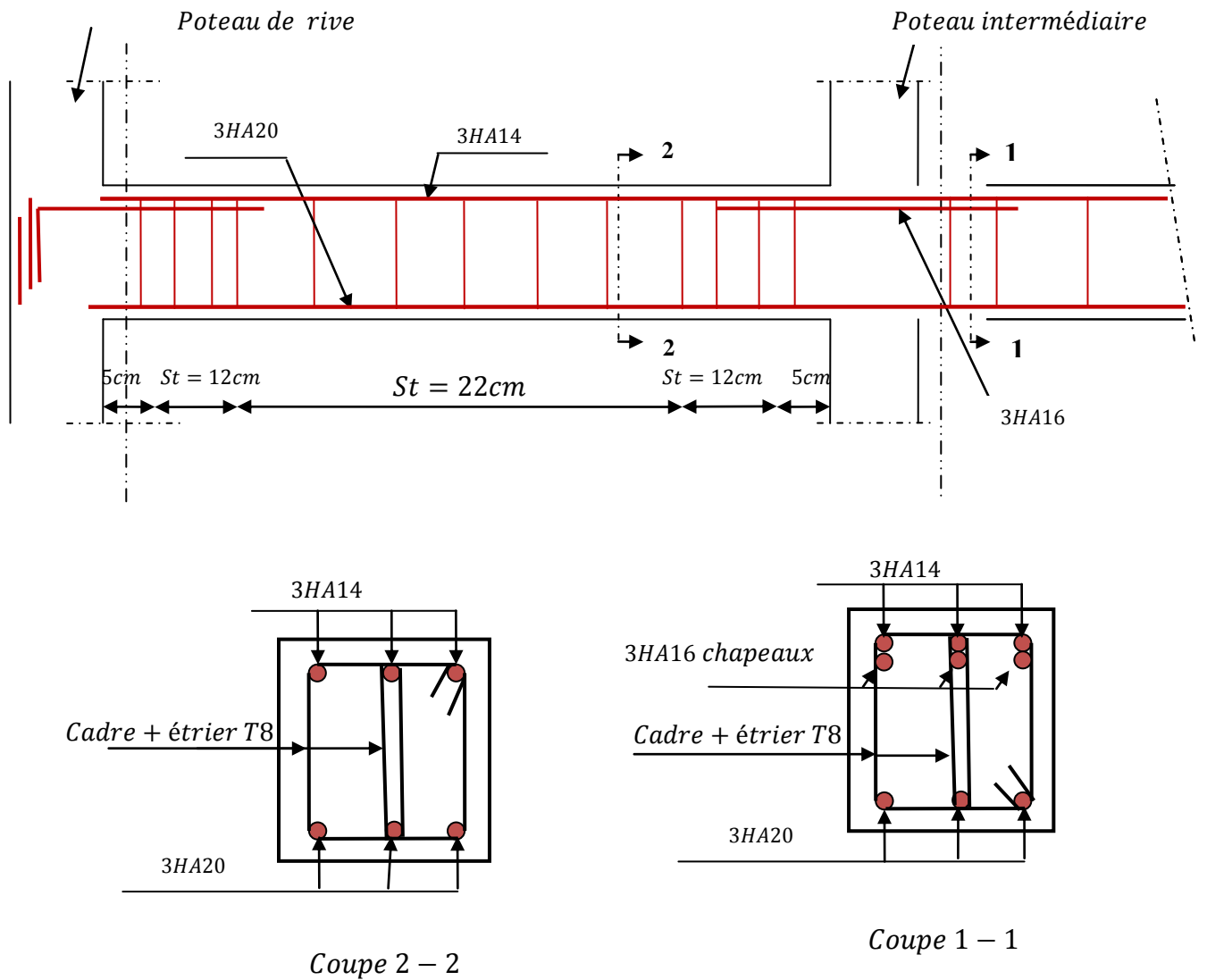
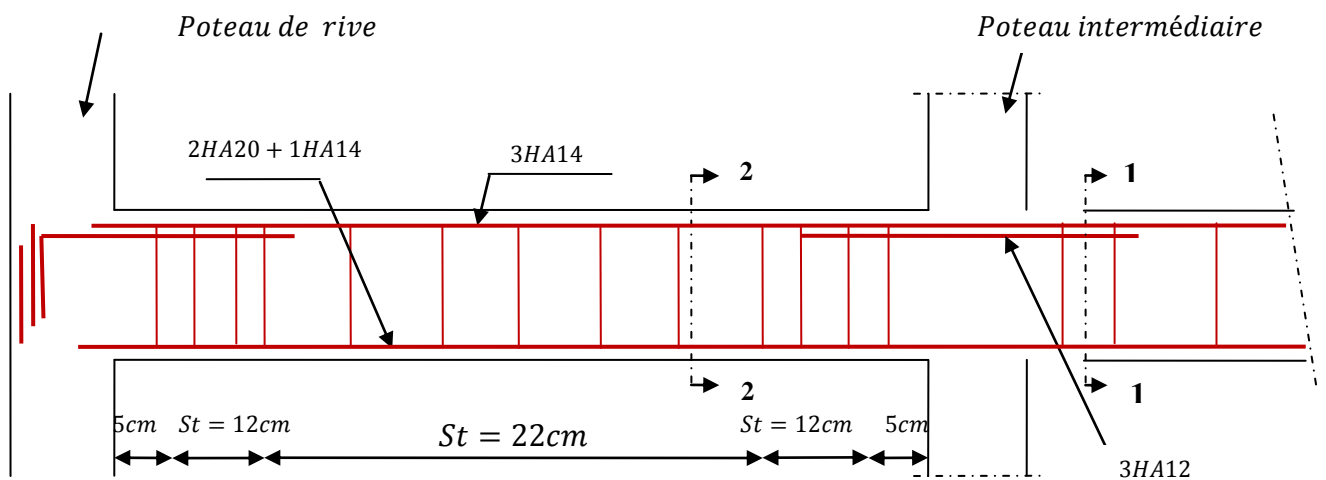


Fig.V.6 – Schéma de ferrailage des poutres principales (3^{ème} au 12^{ème} étage)



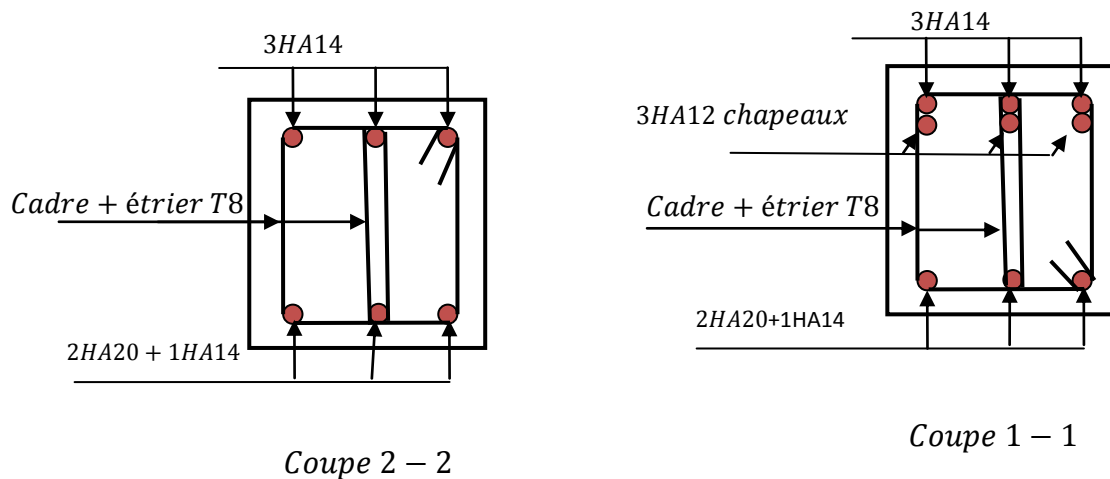


Fig. V. 6 – Schéma de ferrailage des poutres secondaires (3^{ème} au 12^{ème} étage)

V.3.7 Vérification des zones nodales

Le RPA99 (Art 7.6.2) énonce qu'il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1,25. Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25(|M_w| + |M_e|)$$

Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à $R + 2$.

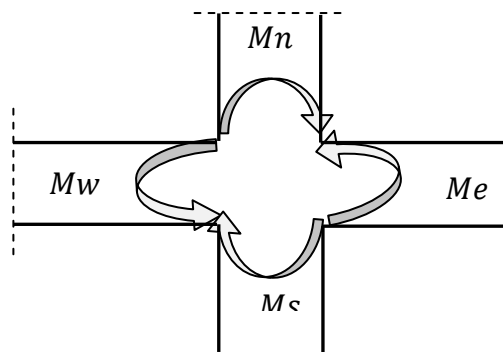


Fig. V. 8 – Moments en zone nodale

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,

- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = zA_s\sigma_s \text{ avec } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU V.19- Sections des armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Sections (cmxcm)	z cm	A _s (cm ²)	M _R KN.m
RDC	65x65	58,5	36,7	747,14
1 ^{re} et 2 ^{ème}	65x65	58,5	36,7	747,14
3 ^{ème}	65x65	58,5	36,7	747,14
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	55x55	50	26,52	461,45
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	45x45	40,5	16,08	226,63
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	40x40	36	14,2	177,89

b. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau V.20.).

TABLEAU V.20 –Vérification des zones nodales

Niveau	M _n KN.m	M _s KN.m	M _n + M _s KN.m	M _w KN.m	M _e KN.m	1,25(M _w + M _e) KN.m	Observation
1 ^{re}	569,20	747,14	1316,34	170,69	170,69	426,72	Vérifiée
2 ^{ème}	569,20	569,20	1138,4	170,69	170,69	426,72	Vérifiée
3 ^{ème}	456,66	569,20	1025,86	170,69	170,69	426,72	Vérifiée
4 ^{ème}	456,66	456,66	913,32	170,69	170,69	426,72	Vérifiée
5 ^{ème}	377,87	456,66	834,53	170,69	170,69	426,72	Vérifiée
6 ^{ème}	377,87	377,87	755,74	170,69	170,69	426,72	Vérifiée
7 ^{ème}	377,87	377,87	755,74	170,69	170,69	426,72	Vérifiée
8 ^{ème}	377,87	377,87	755,74	185,41	185,41	463,525	Vérifiée
9 ^{ème}	377,87	377,87	755,74	185,41	185,41	463,525	Vérifiée
10 ^{ème}	243,54	377,87	621,41	185,41	185,41	463,525	Vérifiée
11 ^{ème}	243,54	243,54	487,08	185,41	185,41	463,525	Vérifiée

La somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux sont bien supérieurs à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des

extrémités des poutres affectés d'un coefficient majorateur de 1,25. Donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.4 Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (Art. 3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

V.4.1 Définition

Le voile est un élément vertical à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans son plan, il présente une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ce qui n'est pas le cas dans la direction perpendiculaire à son plan. Donc, cela impose une disposition des voiles dans les deux dimensions principales de la structure.

Le voile est sollicité par un effort normal (N), un effort tranchant (V) constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant (M) qui est maximal dans la section d'encastrement.

V.4.2 combinaisons de calcul

- ✓ $1.35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0,8G + E$
- ✓ $0,8G - E$

V.4.3 Recommandation du RPA99

a. Armatures verticales (Art 7.7.4.1)

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Leur calcul est fait en flexion composée et doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0,20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement S_t est inférieur à l'épaisseur du voile (e).
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $\frac{L}{10}$ dans les zones extrêmes.

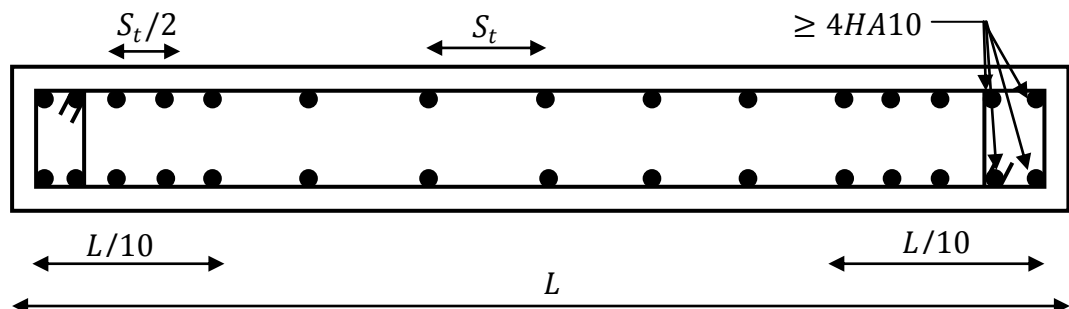


Fig.V.9 – Disposition des armatures verticales

– Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

b. Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, est maintenir les aciers verticaux en les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ

c. Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante (non tendue) 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30cm)$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.4 Sollicitations de calcul

Les voiles ont été répartis selon leurs dispositions et leurs longueurs, comme la structure est symétrique, les voiles parallèles à $y - y'$ sont sollicités presque avec les mêmes sollicitations que les voiles parallèles à $x - x'$. Donc on ne prendra les sollicitations que dans un seul sens et on ferraillera de la même manière dans les deux sens.

Les sollicitations de calcul, selon les combinaisons les plus défavorables, sont extraites directement du logiciel SAP2000 avec une majoration de 9%, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

TABLEAU V.21 -Sollicitations dans les voiles

Niveau	$N^{max} \rightarrow M_{corr}$		$M^{max} \rightarrow N_{corr}$		$N^{min} \rightarrow M_{corr}$		V_U KN
	N (KN)	M (KN.m)	M (KNm)	N (KN)	N (KN)	M (KNm)	
RDC	-4019,41	1472,41	1019,66	-800,93	-238,2	1018,27	322,7
1 ^{re} et 2 ^{ème}	-3540,03	565,61	496	-1545,4	-441,83	293,75	197,3
3 ^{ème} au 6 ^{ème}	-2471,93	243,45	401,95	-1120,9	-505,68	241,13	114,6
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	-1498,22	715,44	467,97	-713,3	-295,4	113,55	73,4
10 ^{ème} au 12 ^{ème}	-925,98	614,89	297,93	-365,74	-134,89	76,24	17,76

V.4.5 Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

a. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M , N) pour une section ($b \times h$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$h = 3,58 \text{ m} ; d = 4,25 \text{ m} ; b = 0,25 \text{ m}$$

$$N = -4019,41 \text{ KN (traction)} ; M = 1472,41 \text{ KNm}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,36 \text{ m} < \frac{h}{2} = 1,79 \text{ m} \rightarrow C \text{ à l'intérieur de la section}$$

Donc la section est entièrement tendue.

Comme on a un ferrailage symétrique, alors

$$A_1 = A_2 = \max\left(\frac{\gamma_s N_u}{2f_e} ; B \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

A_1 et A_2 : Nappe inférieure et supérieure des armatures.

$$A_1 = A_2 = \max(29,55 \text{ cm}^2 ; 46,98 \text{ cm}^2)$$

La quantité d'armatures minimales dans une face est

$$A_v^{min} = 0,2\% * b * h = 17,9 \text{ cm}^2$$

On opte pour

$$A_v^{opt} = 24HA16 = 48,25 \text{ cm}^2$$

a. Armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{eSt_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{ed} = \frac{1,4 * 322,7 * 10^{-3}}{0,25 * 4,25} = 0,425 \text{ MPa}$$

$$\text{soit } St_h = 18 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0,597 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0,15\% * e * St_h = 0,675 \text{ cm}^2$$

On adopte pour

$$A_h = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles :

TABLEAU V.22 – Ferrailage du voile de 4,25 m

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} au 6 ^{ème}	7 ^{ème} au 9 ^{ème}	10 ^{ème} 12 ^{ème} au
Sections	25x425	25x425	20x425	20x425	20x425
M (KNm)	1472,41	565,61	243,45	715,44	614,89
N (KN)	-4019,41	-3540,03	-2471,93	-1498,22	-925,98
A_v^{cal} (cm ²)	46,98	39,375	27,41	18,94	8,17
A_v^{min} /face (cm ²)	17,9	15	10,44	10,44	7,83
A_v^{opt} /face (cm ²)	48,25	41,22	27,90	23	12,06
N^{bre} de barres/face	24HA16	16 HA16 + 8HA12	12HA14 + 12HA 10	12HA12+1 2HA10	24HA8
St_v (cm)	20	20	21	21	21
A_h^{cal} (cm ²)	0,597	0,38	0,136	0,20	0,05
A_h^{min} (cm ²)	0,675	0,675	0,54	0,54	0,54
A_h^{opt} (cm ²)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{bre} de barres	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St_h (cm)	18	18	18	18	18

Avec

A_v^{cal} : Section d'armature verticale calculée.

A_v^{min} /face : Section minimale des armatures verticales dans une face.

St_v : Espacement des armatures verticales.

St_h : Espacement des armatures horizontales.

A_h^{cal} : Section d'armatures horizontales calculées.

A_v^{opt} /face : Section d'armature verticale optée dans une face.

A_h^{opt} : Section d'armature horizontale optée.

V.4.6 Vérification au cisaillement

Selon le RPA99 (Art 7.7.2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{Où } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TABLEAU V.23-Vérification des contraintes de cisaillements

niveaux	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} au 6 ^{ème}	7 ^{ème} au 9 ^{ème}	10 ^{ème} au 12 ^{ème}
V(KN)	688,49	614,9	544,71	412,41	251,88
τ_b (MPa)	0,92	0,81	0,897	0,679	0,414
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5	5
Observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.4.7 Exemple de ferrailage

Pour l'exemple de ferrailage, on prendra le voile attendant à la cage d'ascenseur (2,4 m), ainsi que celui de 2,6 m, au niveau du RDC.

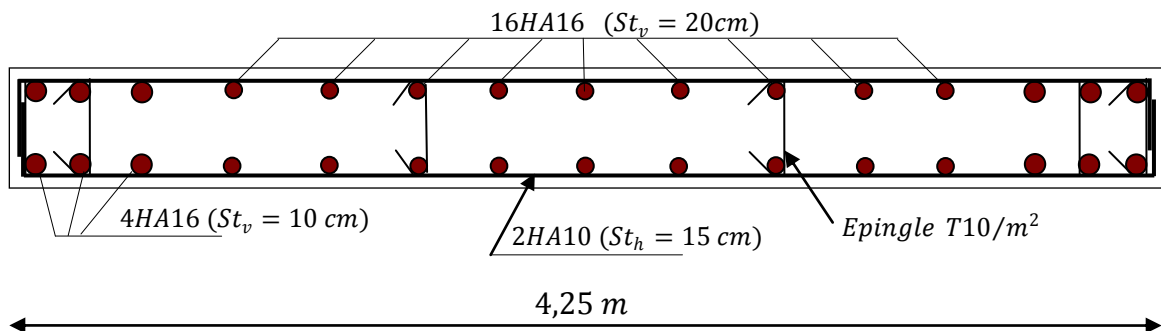


fig.V.10 – Schéma de ferrailage du voile de 4,25m

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que les sections minimales exigées par le RPA99/2003 sont importantes car elles favorisent la sécurité avant l'économie.

VI.1 Introduction

Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sol : par fondations superficielles et par fondations profondes. La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes reportent les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

VI.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1,8 bars pour une profondeur de 1,60 m par rapport à la cote du terrain naturel.

D'après le **RPA99 (Art 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \mp E$$

$$0,8G \mp E$$

VI.3 Vérifications

VI.3.1 Semelles isolées

Il faut vérifier que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle, calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le logiciel ROBOT majoré de 10%.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

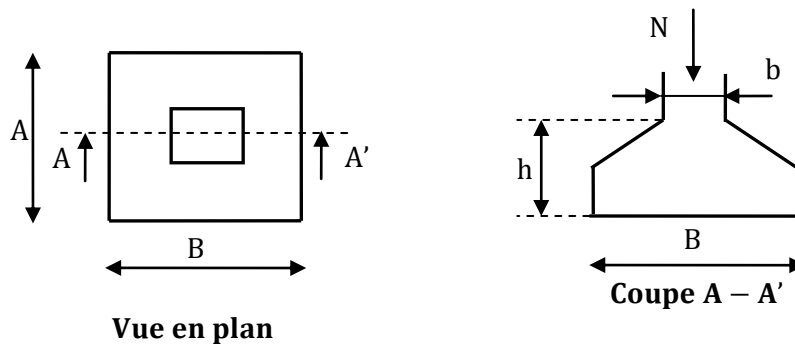


FIG. VI. 1 : Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($a \times a$), donc :

$$S = A \times A$$

$$N = 3464,659 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

$$A.N : A = 4,387 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2 Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

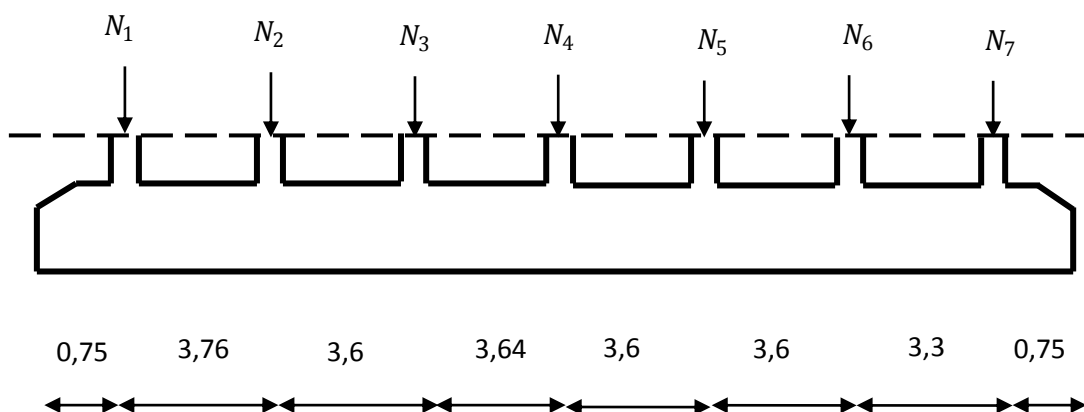


FIG. VI. 2 : Schéma d'une semelle filante

Avec

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1699,41 \text{ KN} ;$$

$$N_2 = 1308,47 \text{ KN} ;$$

$$N_3 = 1879,83 \text{ KN} ;$$

$$N_4 = 2418,86 \text{ KN}.$$

$$N_5 = 2227,77 \text{ KN} ;$$

$$N_6 = 1449,34 \text{ KN} ;$$

$$N_7 = 1671,42 \text{ KN} ;$$

$$\begin{aligned} \frac{\sum_{i=1}^4 N_i}{BL} &\leq \overline{\sigma_{sol}} \\ \Rightarrow B &\geq \frac{\sum_{i=1}^4 N_i}{\overline{\sigma_{sol}} * L} \\ \Rightarrow B &\geq \frac{12655,1}{180 \times 23} = 3,05 \text{ m} \end{aligned}$$

On choisit, dans un premier temps : $B = 3,05 \text{ m}$.

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

VI.3.3 Radier général

VI.3.3.1 Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle renversée, la dalle prend appui sur des nervures qui prennent-elles-mêmes appui sur les poteaux et les voiles de l'ossature.

VI.3.3.2 Pré dimensionnement

– **Condition de coffrage**

h_n : Hauteur des nervures ;

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4,75\text{m}$)

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = 23,75 \text{ cm}$$

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = 47,5 \text{ cm}$$

– **Condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (Rigide ou Flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3,2164 \times 10^7 \text{ KN/m}$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un bon sol on a $K = 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : La largeur de la semelle.

On a

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

A.N : $h \geq 0,97 \text{ m}$

A partir des deux conditions on choisit :

$h_n = 100 \text{ cm}$.

$h_d = 30 \text{ cm}$.

– **Surface du radier :**

$$S_{rad} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{53303,305}{180} = 296,13 \text{ m}^2$$

N_s : Poids total transmis par la superstructure et le poids du radier

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 294,26 \text{ m}^2$

$S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$ Le radier déborde.

$$D \geq \max\left(\frac{h_d}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend $D=40 \text{ cm}$ et $P=70,26 \text{ m}$.

D : débord et P est le périmètre de la structure.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P = 322,36 \text{ m}^2$$

VI.3.3.3 Les Vérifications

– Vérification au poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impacte sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le BAEL(Art A. 5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045 U_c h_d \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

h_d : L'épaisseur du radier,

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

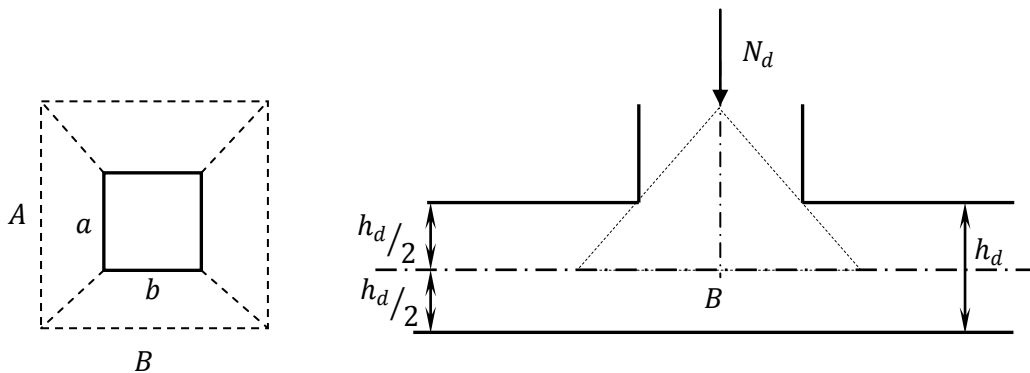


FIG. VI. 3 – zone d'impacte de la charge

Avec :

$$U_c = 2(A + B)$$

Tel que

$$\begin{cases} A = a + h_d = 0,95 \text{ m} \\ B = b + h_d = 0,95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 3,8 \text{ m}$$

$$N_u = 2,423 \text{ MN} \leq 0,045 \times 3,8 \times 0,3 \times \frac{25}{1,15} = 1,11 \text{ MN}$$

Cette condition n'est pas vérifiée ; on doit augmenter l'épaisseur du radier, optant pour $h_d = 70 \text{ cm}$

$$N_d = 2,42 \text{ MN} \leq 0,045 \times 3,8 \times 0,7 \times \frac{25}{1,15} = 2,60 \text{ MN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

– **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,1 \times f_{c28} \quad (I)$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} \times 1ml.$$

N_u : Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable + le poids du radier.

$$V_u = \frac{16123,3 \times 4,75}{2 \times 322,36} \times 1ml = 118,78kn$$

$$\tau_u = \frac{118,78 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,7} = 0,188 mpa < 2,5 mpa \dots \text{condition vérifiée.}$$

– **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I} x_G (\text{ou } y_G) \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} x_G (\text{ou } y_G) \end{cases} \quad \text{selon les deux directions } X \text{ et } Y$$

$$\begin{cases} x_G = 12,19 m \\ y_G = 6,10 m \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} I_x = 4446,95 m^2 \\ I_y = 8520,53 m^2 \end{cases}$$

Avec

σ_{max} et σ_{min} : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base.

✓ **Sens X – X**

$$N = 16123,3 KN \quad \text{et} \quad M_x = 8943,48 KNm$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} y_G = 62,283 KPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_x} y_G = 37,748 KPa \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 56,149 KPa < \sigma_{sol} = 180KPa$$

La contrainte moyenne est inférieure à la contrainte du sol, donc la condition est vérifiée.

✓ **Sens Y – Y**

$$N = 16123,3 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_y = 50505,03 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} x_G = 122,27 \text{ KPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} x_G = 50,016 \text{ KPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 104,20 \text{ KPa} < \sigma_{sol} = 180 \text{ KPa}$$

La contrainte moyenne est inférieure à la contrainte du sol, donc la condition est vérifiée.

– **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99(Art 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ **Sens X – X**

$$e = \frac{8943,48}{16123,3} = 0,55 \text{ m} < \frac{21,86}{4} = 5,46 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Sens Y – Y**

$$e = \frac{50505,03}{16123,3} = 3,13 \text{ m} < \frac{21,86}{4} = 5,46 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

– **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s H S_{radier} \gamma_w$$

Avec

$$F_s = 1,15 \quad (\text{Coefficient de sécurité})$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{Poids volumique de l'eau})$$

$$S_{radier} = 322,36 \text{ m} \quad (\text{Surface du radier})$$

$$H = 1 \text{ m} \quad (\text{Hauteur de la partie enterrée du bâtiment})$$

$$N = 16123,3 \text{ KN} \quad (\text{Effort normal transmis au radier})$$

$$N = 16123,3 \text{ KN} > 1,15 \times 1 \times 322,36 \times 10 = 3707,14 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.3.4 Ferrailage

VI.3.4.1 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

– **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{71137,29}{322,36} = 220,676 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Est l'effort ultime + le poids propre du radier.

Les dimensions du panneau le plus sollicité :

$$h_r = 0,70 \text{ m}$$

$$L_x = 4,25 \text{ m};$$

$$L_y = 4,85 \text{ m};$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\rho = 0,87 > 0,4$$

La dalle travail selon les deux sens l_x et l_y .

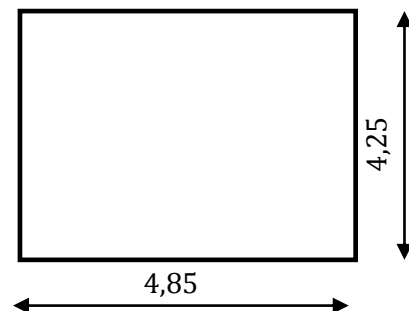


FIG. VI. 4 – Dimensions du panneau

A. Calcul à l'ELU

Du tableau N° (annexe) on tire la valeur de μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0$, $\rho = 0,87$).

$$\text{Donc } \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

Calcul de M_{0x} et M_{0y}

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 193,717 \text{ KN m} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 140,328 \text{ KN m} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement*En travée*

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 M_{0x} = 164,659 \text{ KN m} \\ M_t^y = 0,85 M_{0y} = 119,278 \text{ KN m} \end{cases}$$

En appui

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_{0x} = 96,858 \text{ KN m}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 312,624 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 372,104 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{max} = 372,104 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,531 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Condition de non fragilité

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$, $\rho = 0,87 > 0,4$ et $\rho_0 = 0,0008$ (acier FeE400)

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h_r = 5,96 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 5,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

– Ferrailages

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times h_r) \text{ m}^2$.

TABLEAU VI.1 – ferrailage de la dalle du radier

Sens		Moments (KN.m)	$A_{calcul\ ée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{opt\ ée}$ (cm ² /ml)	Nbre de Barres	s_t (cm)
travée	x-x	164,659	7,38	5,94	14,07	7HA16	14
	y-y	119,278	5,32	5,6	12,06	6HA16	16
Appui		96,858	4,31	5,94	7,70	5HA14	20

B. Vérification à l'ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = \frac{16123,3}{322,36} = 50,016 \text{ KN/m}^2$$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0,2$, $\rho = 0,87$).

$$\text{Donc } \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

Calcul de M_{0x} et M_{0y}

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 50,229 \text{ KN m} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 40,555 \text{ KN m} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**En travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 M_{0x} = 42,695 \text{ KN m} \\ M_t^y = 0,85 M_{0y} = 34,472 \text{ KN m} \end{cases}$$

En appui

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_{0x} = 25,114 \text{ KN m}$$

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

– Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_c = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28}$$

En travée

$$\text{Sens } X - X' \quad \sigma_c = \frac{0,0426}{0,00639} \times 0,145 = 0,97 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens } Y - Y' \quad \sigma_c = \frac{0,03447}{0,00561} \times 0,136 = 0,83 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

En appui

$$\sigma_c = \frac{0,02511}{0,00381} \times 0,111 = 0,73 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

– Contrainte de traction dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$$

En travée

$$\text{Sens } X - X' \quad \sigma_s = 15 \times \frac{0,0426 \times (0,65 - 0,145)}{0,00639} = 50,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\text{Sens } Y - Y' \quad \sigma_s = 15 \times \frac{0,03447 \times (0,65 - 0,136)}{0,00561} = 47,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

En appui

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,02511 \times (0,65 - 0,111)}{0,00381} = 53,284 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

Schéma de ferrailage du radier

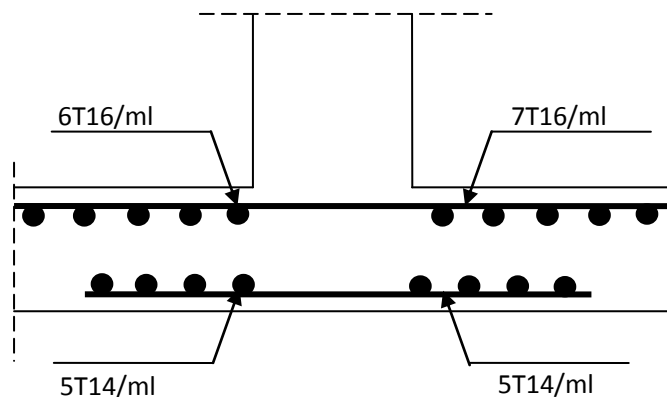


FIG. VI. 5: ferrailage de la dalle de radier

VI.3.4.2 Ferrailage du débord:

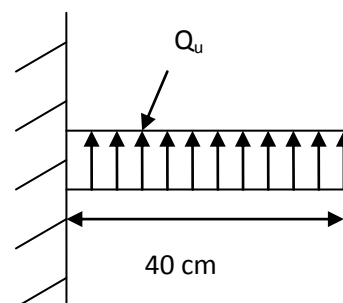


FIG.VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord

Le débord est assimilé à une console de 40 cm de largeur

$$m_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 220,676 \times \frac{0,4^2}{2} = 17,65 \text{ kn.m}$$

TABLEAU VI.2 – ferrailage de débord

M (kn.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min}	A _{opt}	choix	S _t (cm)	A _r (cm ² /m)
16,65	1,83	3,38	3,93	5T10	25	5T8=2,51

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l = 220,676 \times 0,4 = 88,27 \text{ kn}$$

⇒ $\tau_u = 0,147 \text{ mpa} < 1,25 \text{ mpa}$. Condition vérifiée.

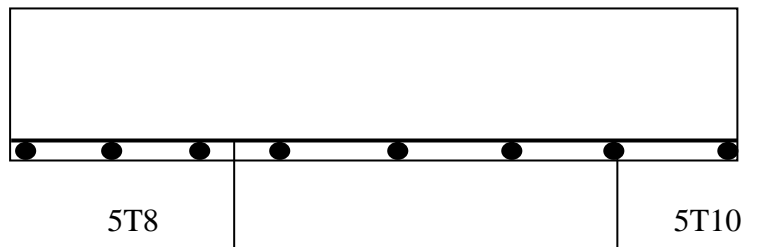


FIG.VI.7 : ferrailage du débord

VI.3.4.3 Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est ; selon les lignes de ruptures ; trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

◆ **Charges trapézoïdales :**

$$Q_{Ue} = \left(1 - \frac{\alpha^2}{2}\right) * Q_U * \frac{L}{2}$$

◆ **Charges triangulaires :**

$$Q_{Ue} = Q_U * \frac{L}{3}$$

Sens transversal Y-Y :

Nervure intermédiaire à 3 travées

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = M_d = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

1. Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens transversal Y-Y :

Nervure intermédiaire à 3 travées

Tableau VI.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t (KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4,19	4,19	616,42	-202,91	-1062,57	1,76	754,142
B-C	4,16	3,32	612	-1062,57	-1095,35	2,06	244,96
C-D	4,25	3,4	625,24	-1095,35	-211,75	2,45	792,68

Sens transversal X-X :

Nervure intermédiaire à 5 travées

Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KN.m)$		$X (m)$	$M_t (KN.m)$
				M_g	M_d		
A-B	4,85	3,88	713,52	-314,69	-1434,20	2,1	1260,85
B-C	3,64	2,91	535,5	-1434,20	-525,56	2,2	34,80
C-D	3,6	2,88	529,62	-525,56	-516,80	1,8	336,80
D-E	3,6	2,88	529,62	-516,80	-1006,79	1,5	113,67
E-F	4,26	3,4	626,72	-1006,79	0,00	2,5	962,84

Tableau VI.5 : Ferrailage du de la nervure intermédiaire sens X-X et Y-Y

SENS	ZONE	M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix cm^2
Sens X-X	Travées	1260,85	55,39	6,9	58,91	12T25
	Appuis	1434,20	60,43	6,9	61,17	12T25+2T12
Sens Y-Y	Travées	792,68	47,14	6,37	49,09	10T25
	Appuis	1095,35	55,82	6,37	58,91	12T25

Pour les armatures transversales, on opte pour l'ensemble des nervures la quantité d'armatures suivantes :

$$A_t = 2 \text{ cadres T10} + \text{épingle T10 avec } S_t = 15\text{cm} = 4.71\text{cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

Les contraintes dans le béton :

$$I = 0,043331 \text{ m}^4$$

$$Y = 0,312 \text{ m}$$

$$M_{ser} = 285,7 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = 2,06MPa < 15MPa$$

→ Condition vérifiée.

Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 61,05Pa < 201MPa$$

→ Condition vérifiée.

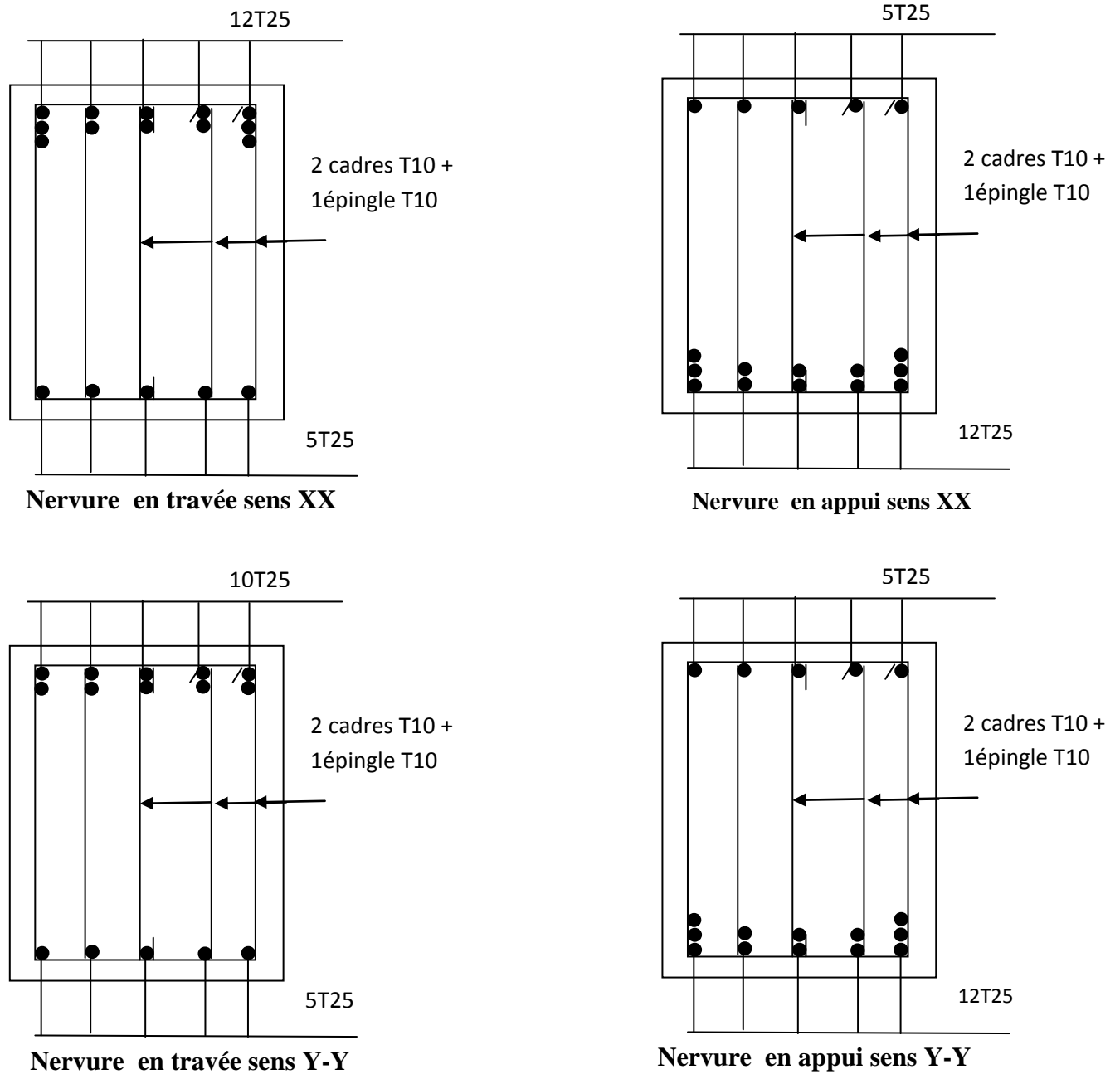


FIG.VI.8 : ferrailage des nervures

VI.4. Etude du mur de soutènement adossé :

Dans notre cas il existe deux murs de soutènement de hauteur $11,08m$, ces murs doivent satisfaire les exigences minimales du *RPA99* suivantes :

- L'épaisseur minimale est de $15cm$.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Les murs sont soumis à la poussée des terres et à la charge Q qui est due au poids de la structure transmise à la deuxième fondation.

VI.4.1. Mur de soutènement de $11m$ de hauteur:**VI.4.1.1. Détermination des contraintes :**

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = \gamma_h \cdot h + Q$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2}\right) = 0,307$$

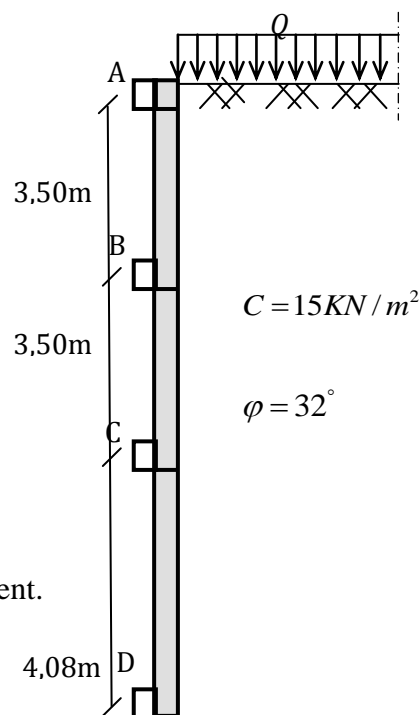


FIG VI.9 : Schéma du mur de soutènement.

A ELU :

$$Q_u = 227,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = K_a (1.35 \times \gamma_h \times h + Q_u)$$

Pour $h = 7\text{m}$: $\sigma_H = 128,20 \text{ KN/m}^2$

Pour $h = 11,08\text{m}$: $\sigma_H = 162,189 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 153,69 \text{ KN/m}^2$$

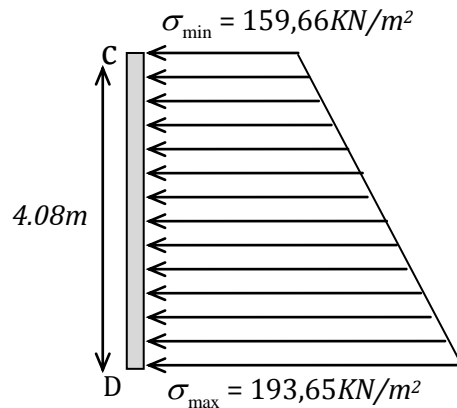


FIG.VI.10 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU.

A ELS :

$$Q_s = 168,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H = K_a (\gamma \times h + Q_s)$$

Pour $h = 7\text{m}$: $\sigma_H = 94,79 \text{ KN/m}^2$

Pour $h = 11,08\text{m}$: $\sigma_H = 119,97 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 113,67 \text{ KN/m}^2$$

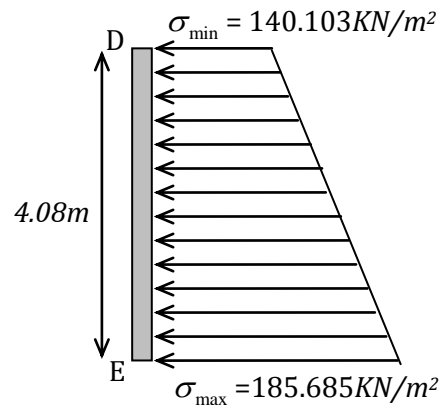


FIG.VI.11 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS.

VI.4.1.2. Ferrailage du mur :

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne σ_{moy} .

D'après l'RPA l'épaisseur du mur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On prend : $e = 30\text{cm}$.

$$l_x = 4,08\text{m}.$$

$$l_y = 5,84\text{m}.$$

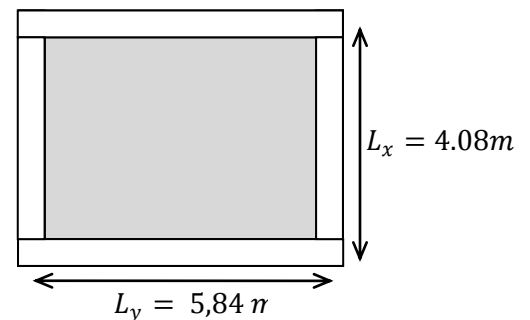


FIG.VI.12 : Le panneau le plus sollicité.

A. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

▪ **A ELU** : ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 264,131 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 110,433 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 18,40 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 93,86 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -132,065 \text{ KN.m}$$

▪ **A ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0755 \\ \mu_y = 0.5704 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 211,243 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 120,49 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 179,55 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 102,41 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -89,77 \text{ KN.m}$$

B. Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.25) \text{ m}^2$, et en respectant la

$$\text{condition de non fragilité suivante : Pour } e > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b.e \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 b.e \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad (f_e = 400 \text{ MPa})$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.6 :Tableau du ferrailage du mur de soutènement.

Localisation		Moment (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	179,55	27,73	2,11	9HA20=28,27	11.00
	En appuis	89,77	12,61		7HA16=14,07	14.00
Sens yy	En travée	102,41	14,55	2,00	8HA16=16,08	13.00
	En appuis	89,77	12,61		7HA16=14,07	14.00

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \quad \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \cdot l_y}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 494,22KN$$

$$\tau = \frac{494,22 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.22} = 2.246MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérifications à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.7 : Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	179,55	28,27	12.73	10.71	Vérifiée
	En appuis	89,77	14,07	10.63	07.42	Vérifiée
Sens yy	En travée	102,41	16,08	11.93	09.49	Vérifiée
	En appuis	89,77	14,07	10.63	07.42	Vérifiée

▪ **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{0.9 f_{tj}}{3 f_e}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.8 : Vérification des contraintes dans l'acier.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	179,55	28,27	12,73	181.686	Vérifiée
	En appuis	89,77	14,07	10,63	177.766	Vérifiée
Sens yy	En travée	102,41	16,08	11,93	183.254	Vérifiée
	En appuis	89,77	14,07	10,63	177.766	Vérifiée

▪ **Espacement des armatures :**

Conformément au *RPA* l'espacement doivent vérifier la condition suivante :

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

Pour notre cas, tous les espacements sont vérifiés.

D. Schéma de ferrailage du mur de soutènement adossé :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles / m^2 de diamètre $\phi 6$

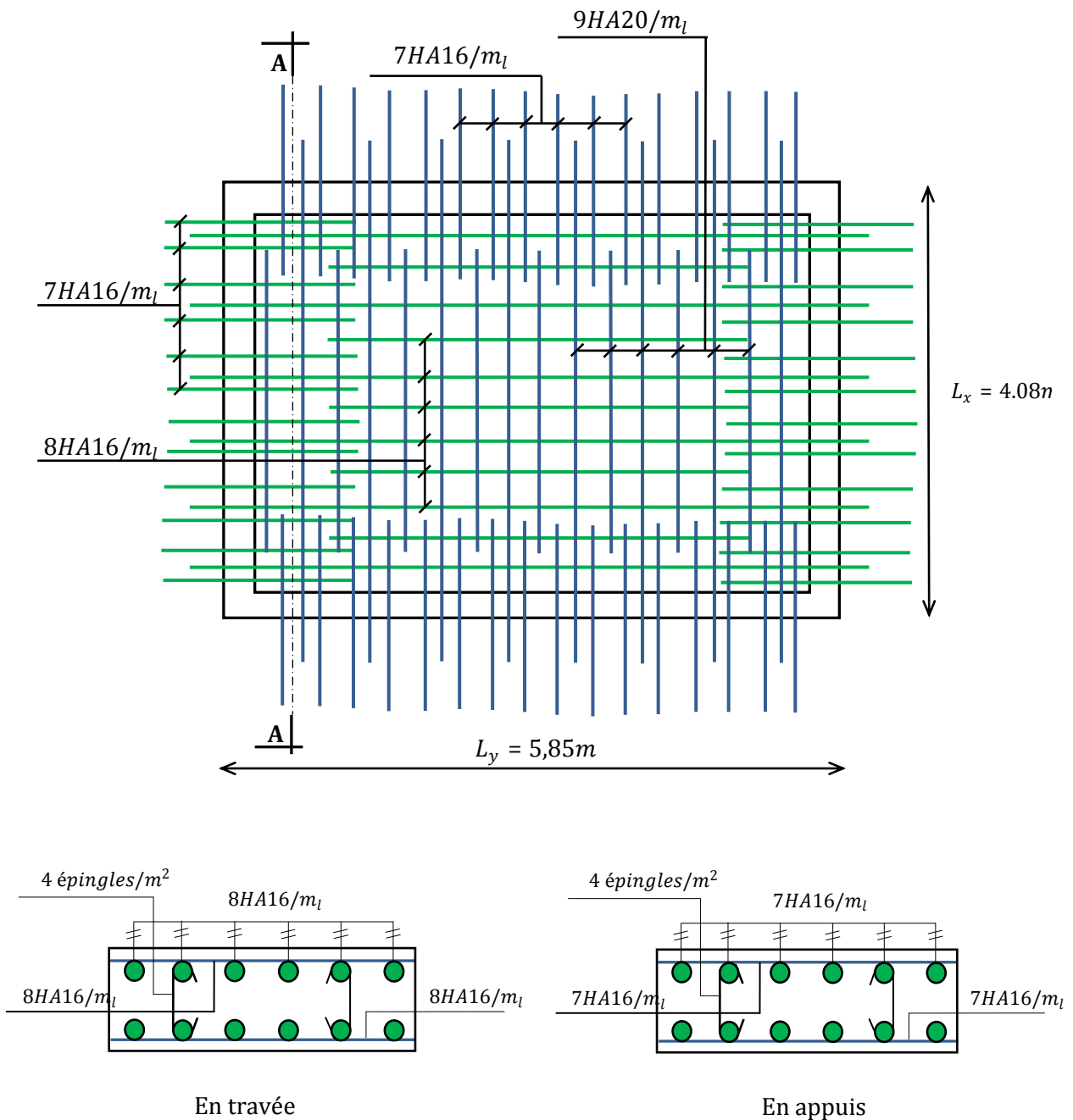


FIG.VI.13 : Schéma du ferrailage du mur adossé de 12.72m de hauteur.

Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (bureaux et habitation) composé de (R+12), cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier-béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Eviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport à l'autre
- Le voile donne une bonne résistance à la structure en s'opposant à la torsion et en diminuant considérablement la période de vibration.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99addenda2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Conclusion générale

Enfin, l'utilisation du logiciel REBOT dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).
- Règle BAEL91.modifiées 99.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours du béton armé 4^{eme} année.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.
- mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 4

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

ANNEXE 2

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032