

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ BOUIRA



Faculté de sciences et des sciences appliquées

Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

- ❖ *Benhamiche Amine*
- ❖ *Sadi Malek*

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en :

Filère : Génie civil

Option : Structure

Thème :

Etude d'un bâtiment en (R +7) a usage d'habitation + étude quantitative et estimative

Devant le jury composé de :

 *M^{me} Ait Ahmed .F*

 *M^{me}. AOUARI. A*

 *M. Refas*

UAMOB

UAMOB

UAMOB

ENCADREUR

EXAMINATEUR

EXAMINATEUR

Année universitaire: 2021/2022

Remerciements

Dans le cadre de la rédaction de ce projet de fin d'études qui vient couronner un parcours de master

en génie civil - certes fastidieux mais combien utile quant on se rends compte que les outils acquis

durant cette formation vont nous servir afin d'exercer notre métier noble qui est celui des bâtisseur du future.

En mesurant l'ampleur de tous ces efforts fournis durant toutes ces années.

Nous tenons à remercier vivement tous ce qui nous ont apporté de près ou de loin leurs soutient aussi bien physique que moral.

Nous tenons à remercier d'abord nos parents pour leur soutient indéfectible et tous les efforts fournis pour nous apporter tout le temps leur réconfort dans les moments de doute et d'hésitation.

Nous tenons à remercier nos professeurs qui nous ont dispensé les cours nécessaires lesquels nous ont permis de cerner ce domaine du génie civil.

Nous tenons à remercier particulièrement notre encadreur madame –Ait Ahmed Fatiha pour les efforts fournis et les éclaircissements apportés tout le long de l'élaboration de notre thèse.

Nous tenons à remercier les bureaux d'études :

-el mouhandissine qui ont proposé le sujet et guidé parfois -dans l'élaboration de l'étude quand cela était nécessaire

- Ouabdesslam Hassan et son ingénieur Alouane Ibrahim qui nous ont été d'une aide précieuse dans l'éclaircissement de certain points quand cela était nécessaire.

Nous tenons à remercier mademoiselle Mahmoudi Melissa qui nous a été d'une grande aide durant tout notre mémoire.

Résumé :

Dans le cadre de notre mémoire de fins d'études –master2-génie civil-structures.

Il nous été donné d'étudier un bâtiment à usage d'habitation en R+7 .

Cette bâtisse est localisée sur le territoire du chef lieu de wilaya de brouira.

D'après le RPA99-V2003 la wilaya de brouira et son chef lieu sont localisés dans la zone sismique Iia.

Notre ouvrage est constitué par une structure (portiques et voiles).

Nous avons en premier lieu procédé à un pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage en nous basant sur les recommandations du RPA99-V2003 et CBA 93.

Nous avons procédé à un e analyse sismique de la structure moyennant le logiciel ETAPS .

Le calcul est fait selon la méthode des éléments finis .

Il à été procédé à l'examen de la prise en charge de l'effet P-DELTA –en s »appuyant sur la méthode approchée fournie par le RPA 99 –V2003.

Abstract

This brief studies a building in G+7 for residential use, it is located in Bouira, this region is classified as a seismic zone IIA according to RPA – 99/version 2003.

This work is a mixte between (sail – gantries) and the pre-seizing caring elements was done in accordance with CBA 93 and RPA – 99/version 2003.

The seismic analysis of structure was carried out by the ETABS program.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات طابق ارضي +7 طابق سفلي بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II A حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري.

محققة بواسطة العارضات وأعمدة الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية. قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي 2003 ومقياس الاسمنت المسلح.

بالإضافة إلى التحقق من ظاهرة تأثير ثقل البناية أثناء حدوث حركة زلزالية (الانتقال النسبي) وذلك وفقا للمقياس المذكور سابقا ولنتائج التحليل الإنشائي باستعمال البرنامج (ETABS).

Table des matières

<i>Remerciements</i>	2
Résumé :	3
Abstract.....	3
ملخص.....	3
LISTE DES TABLEAUX	9
LISTE DES FIGURES	12
<i>Symboles et notations</i>	15
<i>Introduction générale</i>	18

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION :	3
I.2. PRESENTATION DE PROJET:.....	3
I.3. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :	6
I.1.d. Le béton :	6
I.4. MODULES DE DEFORMATION LONGITUDINALE :	8

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments et décente de charge

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement des planchers	10
II.1.1 Plancher à corps creux.....	10
II.1.2 Plancher dalle pleine	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.1.3 Les poutres principales (sens porteur).....	13
II.1.4 Les poutres secondaires (sens non porteur).....	13

II.4. Pré dimensionnement des voiles	14
II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations.....	15
II.1.5 Plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	16
II.1.6 Plancher étage courant (corps creux)	17
II.1.7 Balcon.....	18
II.1.8 Mur extérieur (double cloison)	18
II.1.9 Surcharges d'exploitation	18
II.6. Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux.....	19
II.1.10 La formule générale.....	19
II.1.11 Loi de dégression de charge.....	20
II.1.12 Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau	20
II.1.13 Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par l'ARP9924	
II.1.14 Vérification du poteau au flambement	24

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Etude du balcon	26
II.1.15 Evaluation des charges	26
II.1.16 Calcul des sollicitations	26
II.1.17 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU.....	26
II.1.18 Vérification à l'ELU.....	27
II.1.19 Calcul des armatures de répartition	28
II.1.20 Vérification des espacements des barres	28
II.1.21 Vérification à l'ELS	28
II.1.22 Vérification de la flèche	29
II.1.23 Calcul de l'ancrage [2]	29
II.2. Etudedes planchers :	30

Vérifiée	38
III.3. Etude de la salle machine	42
II.1.24 Pré dimensionnement de la dalle.....	43
II.1.25 Evaluation des charges et surcharges	43
II.1.26 Calcul des sollicitations	43
III..... Superposition des moments	
.....	45
III.3.2 Calcul de ferrailage à l'ELU	45
III.3.3 Vérification à l'ELU	46
III.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS	48
III.3.5 Vérification de la flèche [2]	48
III.4. L'acrotère:	49
III.5. Escaliers :	54
III.6 Étude de la poutre palière :	65

CHAPITRE IV

Etude sismique

IV.1. Introduction :	72
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :	72
IV.3. Modélisation de la structure :	72
IV.4. Etapes de modélisation :	72
IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure	73
IV.6. Calcul de la période fondamentale :	75
IV.7. Nombre de modes à considérer :	76
IV.8. La disposition des voiles :	76
IV.9. Etude sismique :	80

CHAPITRE V

Etude des éléments principaux

V.1. Introduction	96
V.1.1. Ferrailage poteaux :	96
V.1.2. Combinaisons d'actions	97
V.1.3. Calcul des armatures.....	97
V.1.4. Calcul des armatures longitudinales	100
V.1.5. Calcul des armatures transversales	103
V.1.6. Vérification des poteaux à l'ELU	105
V.1.7. Vérification des poteaux à l'ELS.....	106
V.1.8. Justification à l'effort normal ultime.....	107
V.1.9. Schémas de ferrailage des poteaux.....	108
V.2. Ferrailage des poutres.....	109
V.2.1. Introduction	109
V.2.2. Recommandations du RPA99 version 2003	109
V.2.3. Les combinaisons de calcul.....	110
V.2.4. Ferrailage longitudinal des poutres	110
V.2.5. Calcul des armatures transversales	114
V.2.6. Vérification au cisaillement	115
V.2.7. Vérification de La flèche (Art B.6.5, 1) BAEL91/99.....	115
V.2.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	117
V.3. Ferrailage des voiles	120
V.3.1. Introduction.....	120
V.3.2. Recommandations du RPA99/2003.....	120
V.3.3. Combinaisons de calcul.....	122
V.3.4. Calcul du ferrailage des voiles.....	122
V.3.5. Vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	128

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	132
VI.2. Choix de type de fondation.....	132
VI.3. Etude du radier.....	134
VI.3.1.Pré dimensionnement du radier	135
VI.4. Ferrailage du radier	142
VI.5. Ferrailage du débord	147
VI.6.Ferrailage des poutres (nervures)	149

CHAPITRE VII

Etude estimative et quantitative du béton

VII.1.Calcul des volumes et des surfaces :.....	160
VII.1.1 : les voiles.....	160
VII.1.2 :Les volumes et surfaces des poteaux :.....	160
VII.1.3 : les poutres.....	161
VII.1.4 :plancher corp creux.....	163
VII.1.5 : les balcon (dale pleine) :.....	164
VII.1.6 : l'étude estimatif de l infrastructure :.....	164
VII.1.7 ;. Calcul de volume et de surface ainsi que le prix de réalisation des escaliers :.....	165
VII.2 : estimation globale du béton :	166
VII.2.1 : estimation du prix de béton par etage :.....	166
VII.2.2 : estimation de prix de béton de la structure :.....	166
<i>Conclusion générale</i>	131
<i>Bibliographie</i>	169

LISTE DES TABLEAUX

Figure I. 1: dimension d'ouvrage en élévation	3
Figure I. 2: dimension d'ouvrage en plan.	4
Figure I. 3: Classification par zone sismique des wilayas en Algerie	6
Figure II. 1: Dimension de plancher corps creux	12
Figure II. 2: Dimension à respecter pour les poutres	14
Figure II. 3: Pré dimensionnement des voiles	15
Figure II. 4: Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible.....	16
Figure II. 5: Détail de plancher corps creux étage courant	17
Figure II. 6: Section appliqué sur le poteau calculer	21
Figure II. 7: Coffrage des poteaux	22
Figure III. 1: Schéma statique du balcon	26
Figure III. 2: Section de calcul de balcon.....	27
Figure III. 3: Ferrailage de balcon	30
Figure III. 4: schéma isostatique de la poutrelle.....	31
Figure III. 5: section transversale de la poutrelle	32
Figure III. 6:schéma statique de l'ensemble des poutrelles	32
Figure III. 7: schéma des dimensions pour le ferrailage Des poutrelles	35
Figure III. 8: schéma de ferrailage des poutrelles	42
Figure III. 9: schéma de ferrailage de la table de compression	42
Figure III. 10: Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur	49
Figure III. 11: schéma statique de l'acrotère.....	49
Figure III. 12: diagramme du moment et l'effort tranchant et l'effort normal.....	50
Figure III. 13: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	54
Figure III. 14: schéma d'un escalier	54
Figure III. 15: Schéma statique.....	55
Figure III. 16: Schéma statique de l'escalier	57
Figure III. 17: Diagrammes des sollicitations	59
Figure III. 18: Diagramme des moments retenus	60

Figure III. 19: Diagrammes des sollicitations	61
Figure III. 20: Diagramme des moments retenus	62
Figure III. 21: Schéma statique de la poutre palière	66
Figure III. 22: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELU	66
Figure III. 23: Diagramme de l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU	66
Figure III. 24: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELS.....	67
Figure III. 25: Schéma ferrailage de la poutre palière.	70
Figure III. 26: Schéma ferrailage de l' escalier.	70
Figure IV. 1: Modélisation de la structure (Vue en Plans).....	73
Figure IV. 2: Modélisation de la structure (Vue en 3D)	73
Figure IV. 3: disposition des voiles.	77
Figure IV. 4: premier mode de vibration translation (x-x).....	79
Figure IV. 5: Deuxième mode de vibration translation (y-y).....	79
Figure IV. 6: Troisième mode de vibration rotation (z-z).....	80
Figure IV. 7: Spectre de réponse de calcul.....	84
Figure IV. 8: Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.....	92
Figure V. 1: ferrailage du poteau (50*50) en zone 1.	108
Figure V. 2: ferrailage du poteau (45*45) en zone numéro 2	108
Figure V. 3: ferrailage du poteau (40*40) en zone 3	109
Figure V. 4: ferrailage du poteau (35*35) en zone 4	109
Figure V. 5: ferrailage des poutres principales type 01	119
Figure V. 6: ferrailage des poutres principales type 02	119
Figure V. 7: ferrailage des poutres secondaire	120
Figure V. 8: Disposition des armatures verticales dans le voile.....	121
Figure V. 9: Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue.....	124
Figure V. 10: Schéma de ferrailage de voile type 01 zone 1	129
Figure V. 11: Schéma de ferrailage de voile type 02 zone 2	129
Figure V. 12: Schéma de ferrailage de voile type 03 zone 3	130
Figure V. 13: Schéma de ferrailage de voile type 04 zone 4	130

Figure VI. 1: Schéma d'un radier	136
Figure VI. 2: Schéma de transmission des charges du poteau	138
Figure VI. 3: Schéma de transmission des charges du voile	138
Figure VI. 4: Surface du radier	139
Figure VI. 5: Diagramme des contraintes	140
Figure VI. 6: Le panneau le plus sollicité	143
Figure VI. 7: Schéma statique du débord.....	147
Figure VI. 8: Schéma de ferrailage du radier	149
Figure VI. 9: Schéma statique du panneau.....	150
Figure VI. 10: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens x-x.....	151
Figure VI. 11: diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens y-y.....	152
Figure VI. 12: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens x-x	153
Figure VI. 13: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELSsens y-y	154
Figure VI. 14: Section de la nervure	154
Figure VI. 15: Répartition armatures dans les nervures.....	157
Figure VI. 16: schéma de ferrailage des nervures sens xx.	158
Figure VI. 17: shéma de ferrailage des nervures sens	158

LISTE DES FIGURES

Tableau II. 1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible	16
Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.....	17
Tableau II. 3: Charges permanentes du balcon	18
Tableau II. 4: Charges permanentes de mur extérieur en double cloison.....	18
Tableau II. 5: Surcharge d'exploitation	18
Tableau II. 6: Surfaces revenantes à chaque poteau.....	21
Tableau II. 7: Les efforts revenants aux poteaux et les sections	23
Tableau III. 1: évaluation des charges et surcharges	32
Tableau III. 2: moments aux appuis.	35
Tableau III. 3: moments en travées.	35
Tableau III. 4: : effort tranchant.	35
Tableau III. 5: Ferrailage en travées et aux appuis des poutrelles	36
Tableau III. 6: Vérification de la contrainte tangentielle.....	37
Tableau III. 7: Vérification de l'effort tranchant	37
Tableau III. 8: Vérification des contraintes à L'ELS.	38
Tableau III. 9: caractéristique géométrique des poutrelles	39
Tableau III. 10: résultats des coefficients.	40
Tableau III. 11: Vérification de la flèche.....	40
Tableau III. 12: Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine	43
Tableau III. 13: Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine	45
Tableau III. 14: Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle	46
Tableau III. 15: Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS	48
Tableau III. 16: Descente de charge (volée)	56
Tableau III. 17: Descente de charge (palier).....	57
Tableau III. 18: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).....	59
Tableau III. 19: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)	62
Tableau III. 20: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière	67
Tableau III. 21: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELU	68
Tableau III. 22: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELS	69

Tableau IV. 1: l'extranéité.....	75
Tableau IV. 2: Périodes et facteur de participation massique.....	77
Tableau IV. 3: Vérification de l'effort normal réduit.....	78
Tableau IV. 4: Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques..	81
Tableau IV. 5: Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.....	81
Tableau IV. 6: Valeur de pénalités.....	84
Ttableau IV. 7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal.....	85
Tableau IV. 8: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversal.....	86
Tableau IV. 9: Combinaisons des réponses modales.....	87
Tableau IV. 10: Vérification de la résultante des forces sismiques.....	88
Tableau IV. 11: Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	89
Tableau IV. 12: Déplacement inter-étage dans le sens YY.....	90
Tableau IV. 13: Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	91
Tableau IV. 14: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens XX.....	92
Tableau IV. 15: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens YY.....	93
Tableau IV. 16: Moment de renversement.....	94
Tableau V. 1: caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les déférentes situations.....	97
Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux en situation accidentelle.....	98
Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux en situation durable.....	99
Tableau V. 4: Armatures maximales et minimales pour chaque zone.....	101
Tableau V. 5: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	103
Tableau V. 6: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux.....	105
Tableau V. 7: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	106
Tableau V. 8: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.....	107
Tableau V. 9: Ferrailage poutres principales.....	111
Tableau V. 10: Ferrailage poutres secondaires.....	111
Tableau V. 11: Vérification du cisaillement du béton.....	115
Tableau V. 12: Vérification des poutres principales à l'ELS.....	118
Tableau V. 13: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	118
Tableau V. 14: Ferrailage verticale du voile.....	127
Tableau V. 15: Choix des barres du voile.....	128
Tableau V. 16: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	128

Tableau VI. 1: Les surfaces revenant aux semelles.....	134
Tableau VI. 2: Vérification des contraintes	140
Tableau VI. 3: Vérification aux renversements et soulèvement	141
Tableau VI. 4: Vérification de soulèvement selon RPA	142
Tableau VI. 5: Le ferrailage a l'ELU	145
Tableau VI. 6: vérification des contraintes	146
Tableau VI. 7: Vérification des moments du sens x-x	146
Tableau VI. 8: Vérification des moments du sens y-y	146
Tableau VI. 9: Vérification des contraintes	149
Tableau VI. 10: Expression de PM	150
Tableau VI. 11: Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens x-x	150
Tableau VI. 12: Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens y-y	151
Tableau VI. 13: Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU	152
Tableau VI. 14: Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens x-x	152
Tableau VI. 15: Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens y-y	153
Tableau VI. 16: Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS	154
Tableau VI. 17: Calcule de ferrailage à L'ELU	155
Tableau VI. 18: Vérification des contraintes à L'ELS	156
Tableau VII. 1: l'estimation du cout des voiles.	160
Tableau VII. 2: l'estimation du cout des poteaux.	161
Tableau VII. 3: l'estimation du cout des poutres (30*50).	161
Tableau VII. 4: l'estimation du cout des poutres (30*45).	162
Tableau VII. 5: l'estimation du cout des poutres (30*40).	162
Tableau VII. 6: plancher corps creux	163
Tableau VII. 7: l'estimation du cout du plancher corps creux (30*50).....	163
Tableau VII. 8: l'estimation du cout de béton des balcon (dalle plein).....	164
Tableau VII. 9: l'estimation du cout de béton de l'infrastructure.	164
Tableau VII. 10: l'estimation du cout du béton d'escalier.	165
Tableau VII. 11: l'estimation du cout de béton des marche et contre marches.	165
Tableau VII. 12: l'estimation du cout de béton par étage.....	166

Symboles et notations

symboles	Notations
A', Aser	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement
At	Section d'un cours d'armature transversale
A	Coefficient d'accélération de zone
A	Coefficient de la fibre neutr
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
b	La largeur en générale
c	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
Ei	Module de Yong instantané
Ev	Module de Yong différé.
Es	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
fbu	Contrainte de compression du béton
fe	Limite d'élasticité de l'acier
fc28	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours
ft28	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
fji	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
fgi	Flèche instantanée due aux charges permanentes
fqi	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
fgv	Flèche différée due aux charges permanentes
Δf	Fleche totale
Δfadm	Fleche admissible
G	Charges permanentes
H	Hauteur
ht	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
hcc	Hauteur du corps creux
hr	Hauteur de la dalle du radier
hdc	Hauteur de la dalle de compression
he	Hauteur libre d'étage
I	Moment d'inertie
If	Moment d'inertie fissuré
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
L	Portée d'un élément
Lmax	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
Lx	Distance entre de deux poutrelles
Ly	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
M	Moment en générale
Ma	Moment en appui
Mt	Moment en travée
Mo	Moment isostatique
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément
Srad	Surface du radier
St	Espacement des armatures
T1, T2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant

W	Poids de la structure
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton
γ_w	Pois volumique de l'eau
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
Ct	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
λ_i	Coefficient instantané
λ_v	Coefficient différé

Introduction générale

Introduction générale

Si l'on se réfère à la multitude d'ouvrages et à la bibliographie qui s'est penché sur l'analyse des sites de bâtiments endommagés après séisme.

On se rend compte que souvent les causes énumérées sont liées à des défauts de dispositions constructives et aussi aux malfaçons diverses durant l'exécution des ouvrages.

Ceci nous pousse à dire qu'appliquer les règlements reste insuffisant et qu'il faille voir le comportement dynamique de la structure à un niveau d'accélération donné.

L'ingénieur est dans ce sens le garant de la sécurité des ouvrages et des vies humaines de par le soins qu'il apporte à la conception de l'ouvrage et à sa tenue vis-à-vis des différentes sollicitations.

A cet effet il est préconisé dans les études et réglementations divers types de systèmes de contreventement qui ont pour but d'absorber et de limiter les déplacements dans les portiques –de minimiser les torsions des éléments en dissipant les efforts ou une partie de efforts .

Divers facteurs sont derrière le choix du système de contreventement à adopter- hauteur de la bâtisse –sa destination –qualité du sol de fondation –les contraintes liées à la complexité de l'ouvrage sur le plan conceptuel .

Dans le but de couronner notre cycle de formation en génie civil –master 2- structures.

Nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment -R+7- .

Ce projet nous a permis de mettre en œuvre nos connaissances théoriques acquises tout le long de notre cursus scolaire.

Ce bâtiment est formé essentiellement de portiques et de voiles de contreventement.

Nous avons procédé à un pré dimensionnement selon les règlements en vigueur RPA99 et BAEL91 et ensuite le calcul des éléments de réduction a été mené à l'aide du logiciel ETAPS –méthode des éléments finis.

notre étude a été structurée selon sept chapitres à savoir:

- *description de l'ouvrage*
- *pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage*
- *calcul des éléments secondaires*
- *étude de l'action sismique sur la structure*
- *calcul du ferrailage pour portiques et voiles*
- *étude de l'infrastructure du bâtiment*
- *étude quantitative et estimative pour les éléments en béton et pour le plancher en corps creux)*

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION :

Ce projet consiste à étudier d'un bâtiment en (**R+7**) à usage multiple (Commerce, habitation) sans sous-sol. L'ouvrage sera implanté à Bouira qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le classement des zones établies par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). Notre étude sera menée conformément aux exigences et règle de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93**, et aux exigences de béton armé aux états limites (**BAEL 91-99**).

I.2. PRESENTATION DE PROJET:

L'ouvrage est constitué de :

- rez-de-chaussée d'une cage d'escalier et des locaux qui répondront au besoin commercial.
- 7 étages identiques à usages d'habitation chacun est composé des chambres, séjour, cuisine et séchoir, salle de bain et un dégagement.
- Terrasse accessible.

I.1.a. Description géométrique :

Le bâtiment en forme rectangulaire comporte un RDC, et 7 étages.

1-Dimensions en élévation:

- La hauteur d'étage au Réez de chaussée 4.08 m
- La hauteur d'étages courants
3.06 m
- la hauteur total du bâtiment (avec acrotère) 28 m



Figure I. 1: dimension d'ouvrage en élévation

2-Dimensions en plan:

- La largeur totale du bâtiment l=16.70 m
- La longueur totale du bâtiment L=22.40 m

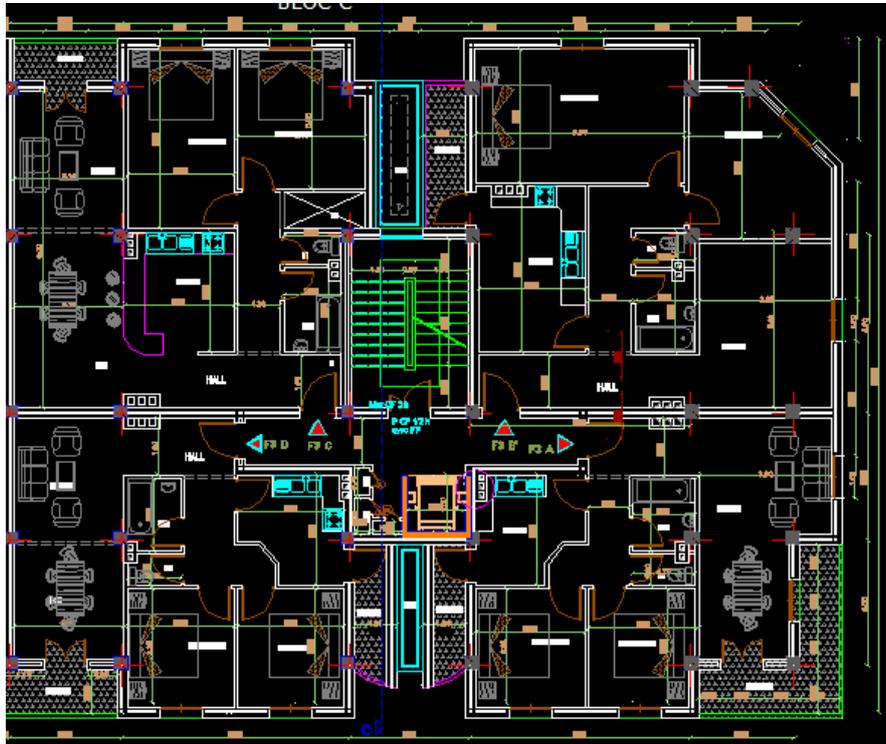


Figure I. 2: dimension d'ouvrage en plan.

I.1.b. Éléments constituant l'ouvrage :**1) Les planchers:**

Les planchers sont des diaphragmes. Leur rôle est de résister aux charges verticales et de les transmettre aux éléments porteurs de la structure résistante.

- On a un seul type de planchers:

-Les planchers à corps creux.

2) L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé coulé sur place.

3) Escalier

Un escalier dans une construction est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

Sa montée (hauteur à graver H)

Son emmarchement (largeur utile L)

Sa hauteur de marche h.

4) Balcons:

La structure comporte des balcons de formes rectangulaires en dalle pleine.

5) Maçonnerie:

- Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse.
- Murs extérieurs: cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur (avec une l'âme d'air de 10 cm d'épaisseur)
- Murs intérieurs: de séparation de 10 cm d'épaisseur.
- Revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers, escaliers et terrasse accessible.

I.1.c. Description du sol et fondation :

1) Fondation :

C'est la partie d'interaction sol-structure, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure, au bon sol.

Le rôle de fondation :

- Elle doit reprendre toute les charges de la structure et les transmettre au sol ;
- limitation des tassements différentiels ;
- Encastrement de la structure dans le sol (évité le glissement de la structure) ;
- créer une paroi isolante entre le sol et la structure.

2) Données géotechniques du site :

Le terrain réservé pour la réalisation de cet ouvrage à BOUIRA est dominés par des argiles selon la classification donnée par le **RPA93 (chapitre III, critère de classification)** et la contrainte admissible limite du sol sera : 2 bars.

- Bouira fait partie de la zone (II A) de moyenne sismicité, et selon l'importance de l'ouvrage vis-à-vis a ses dimensions et son utilité.

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (site meuble), qui est un dépôt d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200 \text{ m/s}$ à un enracement de 1.5 m

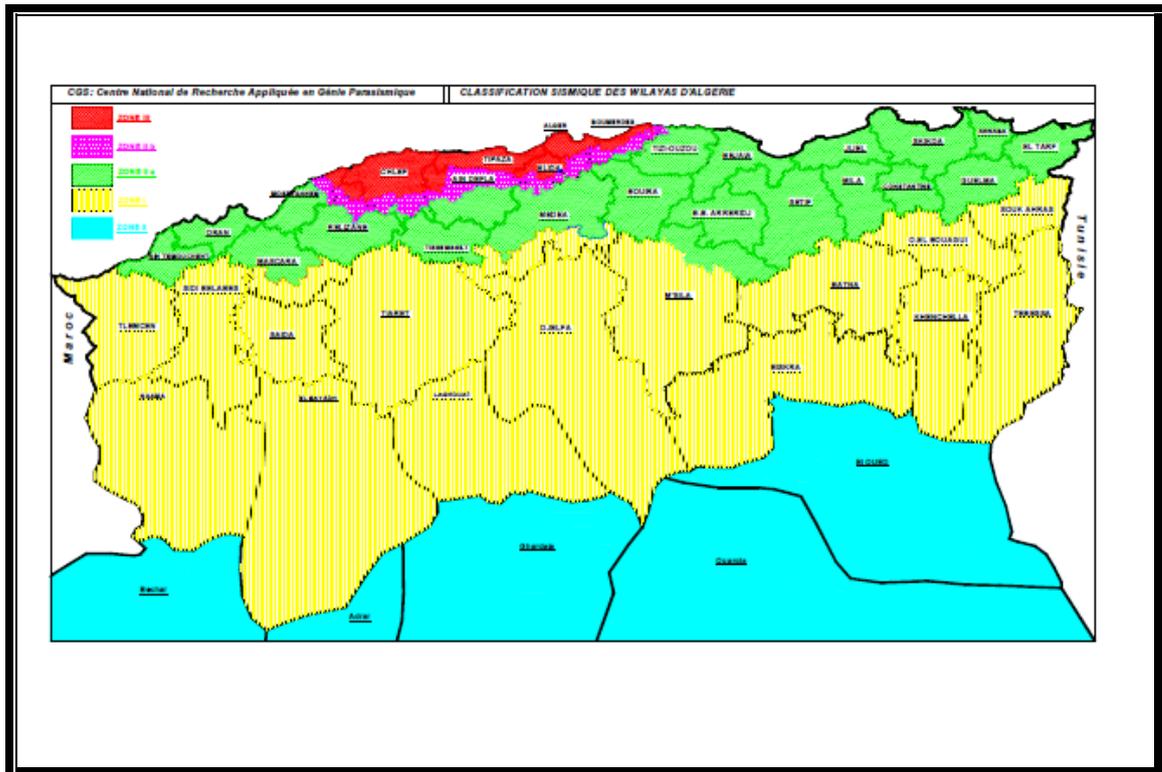


Figure I. 3: Classification par zone sismique des wilayas en Algerie

I.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

L'établissement d'un projet repose sur deux éléments indispensables à savoir :

- ✓ Le béton : qui est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} .
- ✓ Les aciers : dont les caractéristiques doivent être conformes aux textes réglementaires.

I.1.d. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

I.1.e. Les constituants du béton :

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

- **Ciment** : Le ciment joue un rôle de liant entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange.
- **L'eau** : L'eau doit être saine et dépourvue d'éléments corrosifs. Ainsi une attention particulière est à observer pour le dosage en eau qui doit respecter le rapport $E / C \approx 0.45$.
- **Granulats** : Les granulats comprennent les sables et les graviers :
 - ✓ **Sables** : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
 - ✓ **Graviers** : ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.1.f. Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.1.g. Résistance mécanique du béton :

1) Résistance du béton à la compression [2] :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

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

$$f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} f_{c28} \quad \text{si} \quad \begin{cases} J < 60 \text{ jours (I.1)} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ si } J > 60 \text{ jours (I.2)} \end{cases}$$

✓ Pour des résistances : $f_{c28} > 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{J}{1,4+0,95J} f_{c28} & \text{si } J \leq 28 \text{ jours (I.3)} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } J > 28 \text{ jours (I.4)} \end{cases}$$

Dans notre étude nous allons choisir :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

2) **Résistance du béton à la traction [2]**

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

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} & \text{(I.5)} \\ f_{ij} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} & \text{(I.6)} \end{cases}$$

$$f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.4. MODULES DE DEFORMATION LONGITUDINALE :

I.1.h. Module de déformation instantanée [2]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(I.7)}$$



$$E_{ij} = 32164 \text{ Mpa}$$

I.1.i. Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par les formules suivantes :[2]

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} & \text{(I.8)} \\ E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice} & \text{(I.9)} \end{cases}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

I.1.j. Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{(I.10)}$$

I.1.k. Coefficient de poisson

On appelle coefficient de poisson ν le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0,2$: dans le cas d'état limite de service.

$\nu \cong 0$: dans le cas d'état limite ultime. [2]

CHAPITRE II
Pré dimensionnement des
éléments et décente de
charge

II.1. Introduction

L'étude du pré dimensionnement nous permet de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Notre structure comporte un seul type de plancher :

- ✓ Les planchers en corps creux à usage multiples.

II.1.1 Plancher à corps creux

Les nombreux types existants sont généralement constitués de deux éléments préfabriqués, le système porteur formé par des poutrelles et le remplissage constitué par des corps creux (hourdis) d'où l'appellation de plancher à corps creux. Ces dalles ont un point commun qui est la dalle de compression. On pose à un intervalle régulier des poutrelles de béton armé (coulées sur place ou préfabriquées), On remplit l'intervalle par des entrevous en béton et après la pose des armatures de répartition (treillis soudés), on procède au bétonnage de la partie supérieure « table de compression de 4 à 5 cm » Les poutrelles sont mises en place parallèlement à la plus petite portée (sens poutres secondaires).

II.1.1.1 Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Soit:

$e = 11\text{cm}$

$e = 17,5\text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

II.1.1.2 Condition acoustique

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit : **$e = 15\text{cm}$**

II.1.1.3 Résistance à la flexion

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e > \frac{\text{Min}(L_{x.\text{max}}, L_{y.\text{max}})}{22,5}$$

On a : $L_{x.\text{max}} = 4.20\text{ m}$

Donc : $e > \frac{420}{22,5} = 18,66 \text{ cm}$ Soit:

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$e = \max \{11, 15, 20\} \text{ (cm)}$$

Avec : ht= (16+4) : d = 16cm (hauteur du corps creux)

e = 4cm (hauteur de la dalle de compression).

II.1.2 Plancher dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis.

II.1.2.1 Pré dimensionnement des balcons [2]

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans une extrémité et libre dans l'autre.

La portée du balcon est de 1,2 m.

Selon le **BAEL91** :

- Condition de flèche :

$$e > \frac{L_{max}}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

- Condition de sécurité :

$$e \geq 5 \text{ cm}$$

Donc on prend :

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

II.1.2.2 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite : [2]

On prend $L_n = 65 \text{ cm}$ la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et : } b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x,max}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

h_0 : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x,max}$: la portée maximale de la poutrelle = 3,81 m.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32,5 ; 37,6 ; [24,32])$$

$$\text{Donc } 24 < b_1 < 32$$

On prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 12 \text{ cm.}$$

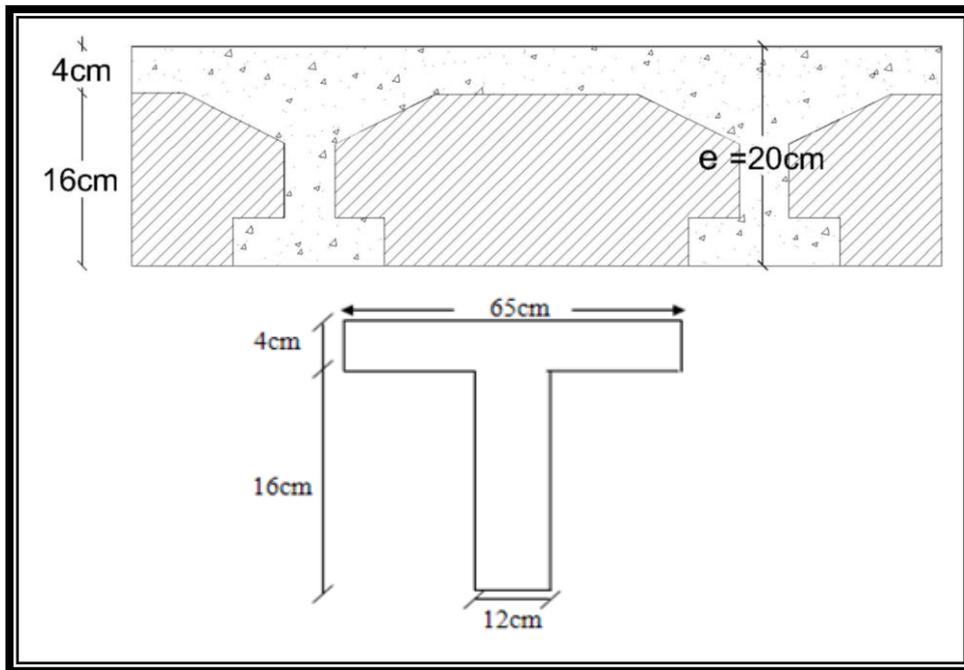


Figure II. 1: Dimension de plancher corps creux

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, leur rôle est de transmettre les charges verticales ramenées par les planchers aux poteaux.

Les poutres seront pré-dimensionnés selon les formules empiriques données par le **BAEL 91révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**. [1]

Selon BAEL91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h < b < 0,8 h \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

Selon RPA 99 /2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

II.1.3 Les poutres principales (sens porteur)

On a : $L_{max} = 6.40 \text{ m}$

Donc $\frac{640}{15} < h < \frac{640}{10} \implies 42.6 \text{ cm} < h < 64 \text{ cm}$ On prend : $h = 50 \text{ cm}$

Et $0,3 \times 50 < b < 0,8 \times 50 \implies 15 \text{ cm} < b < 40 \text{ cm}$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 : [1]

✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

✓ $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$

✓ $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,67 < 4$ Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section :

(30x50)cm

II.1.4 Les poutres secondaires (sens non porteur)

On a : $L_{max} = 4.6 \text{ m}$

Donc $\frac{460}{15} < h < \frac{460}{10} \implies 33.66 \text{ cm} < h < 45 \text{ cm}$ On prend : $h = 40 \text{ cm}$

Et $0,3 \times 45 < b < 0,8 \times 45 \implies 13.5 \text{ cm} < b < 36 \text{ cm}$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 : [1]

✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

✓ $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$

✓ $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$ Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section

(30x40)cm

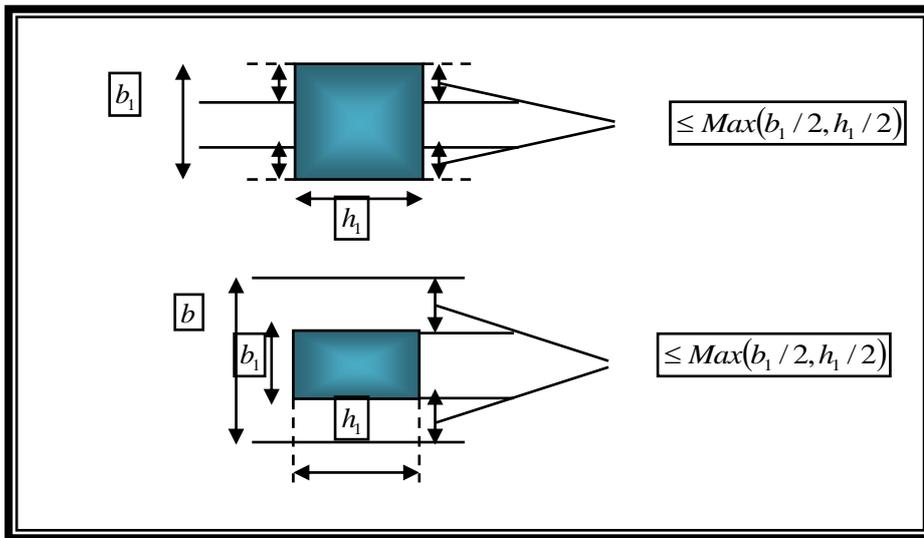


Figure II. 2: Dimension à respecter pour les poutres

II.4. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec L : porté du voile.

A : épaisseur du voile

Le RPA 99 / version 2003 (§7.7.1), exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. [1]

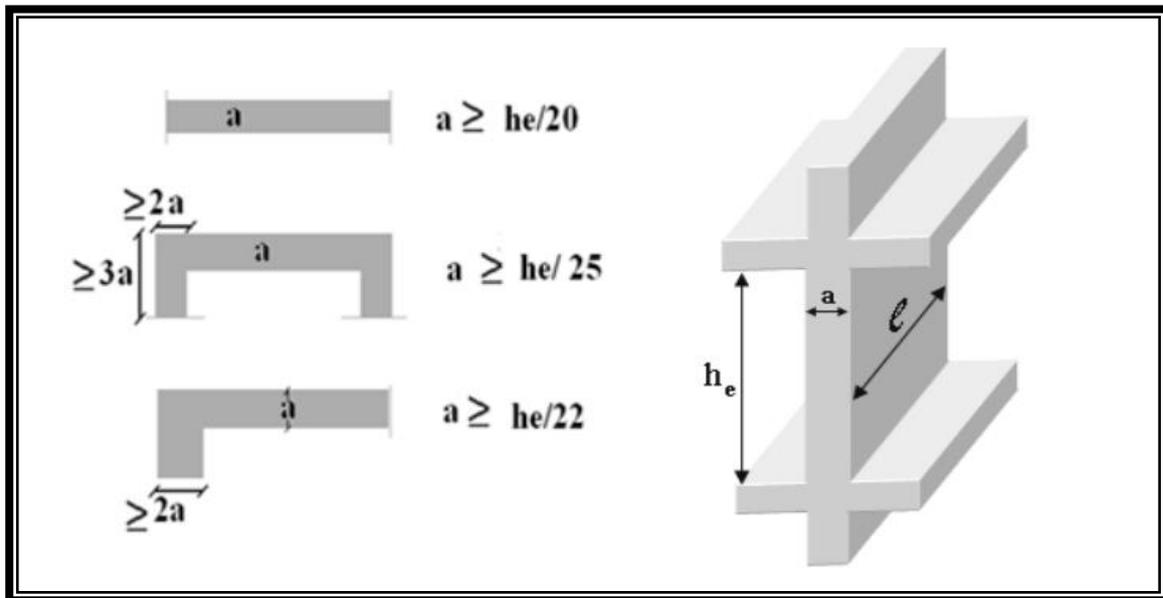


Figure II. 3: Pré dimensionnement des voiles

- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{25}, 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max} \left[\frac{h_e}{22}, 15 \text{ cm} \right]$

Pour notre cas, on va utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec :

$$h_e = 3,75 \text{ m.}$$

Et $a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right)$

Donc : $a \geq \text{Max} \left(\frac{375}{20}; 15 \text{ cm} \right) = 18,75 \text{ cm.}$

Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de :

$a = 20 \text{ cm}$

II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.1.5 Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

La terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

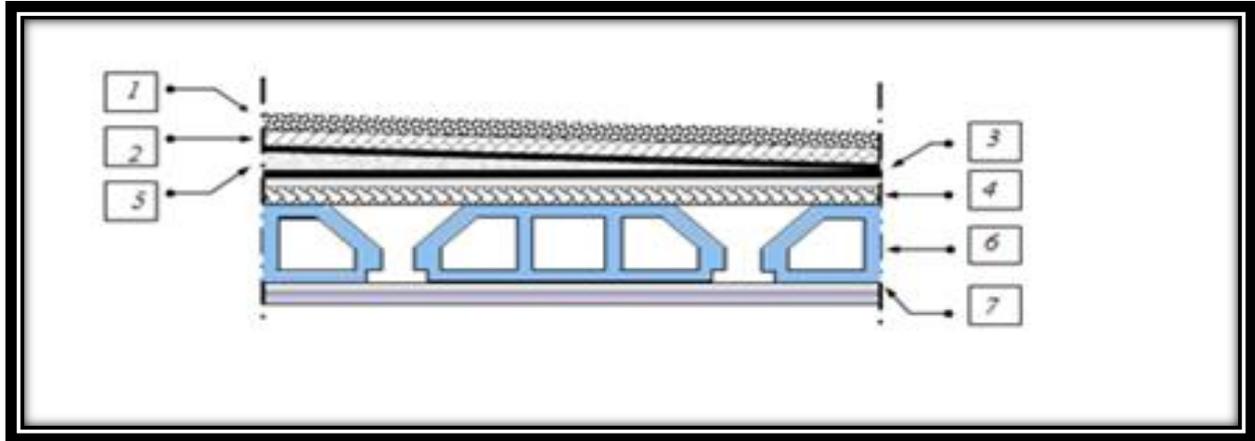


Figure II. 4: Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible

Tableau II. 1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible

Eléments constitutants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Gravillon de protection.	16	0,05	0,8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0,5
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Forme de pente 1%	22	0,1	2,2
Dalle en corps creux	/	20+5	2.1
Enduit plâtre	10	0,03	0,3
	total		6,18

II.1.6 Plancher étage courant (corps creux)

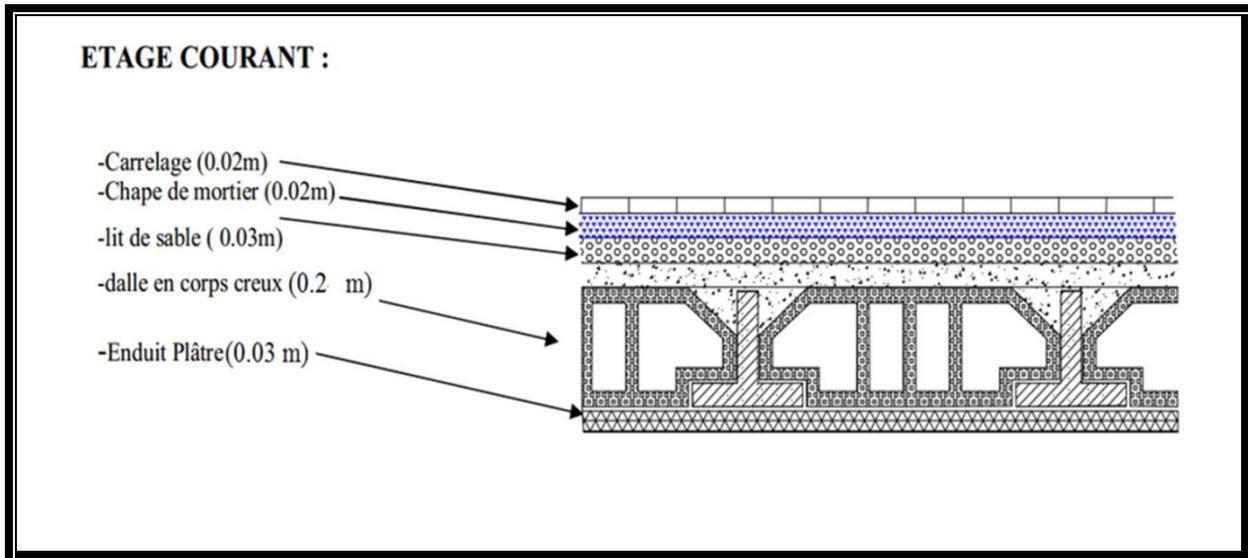


Figure II. 5: Détail de plancher corps creux étage courant

Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher corps creux étage courant

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0,02	0,44
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Plancher corps creux.	/	20+5	2.1
Enduit en plâtre.	10	0,03	0,30
Cloison de séparation.	/	/	1
		total	4,78

II.1.7 Balcon

Tableau II. 3: Charges permanentes du balcon

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0,02	0,44
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Plancher dalle pleine.	25	15	3,75
Enduit de ciment.	18	0,03	0,54
Garde-corps.	/	/	1
total			6,67

II.1.8 Mur extérieur (double cloison)

Tableau II. 4: Charges permanentes de mur extérieur en double cloison

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Enduit extérieur en ciment.	18	0,02	0,36
Briques creuses.	/	0,15	1,30
Briques creuses.	/	0,10	0,90
Enduit intérieur en ciment.	18	0,02	0,36
total			2.94

II.1.9 Surcharges d'exploitation

Tableau II. 5: Surcharge d'exploitation

Désignation	Masse surfacique (kN/m ²)
Terrasse inaccessible.	1,00
Étage courant.	1,50
Balcon.	3,5

II.6. Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de 1 cm sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

II.1.10 La formule générale

$$\text{On a :} \quad N_u \leq \alpha \left[\beta_r \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{Af_e}{\gamma_s} \right]$$

On prend A la section minimale d'acier imposé par l'ARP qui égale à $0,8\%B_r$ en zone IIa.

Donc :

$$B_r \geq \frac{kN_u}{\frac{\alpha f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,8\alpha f_e}{100\gamma_s}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1,10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1,2 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges sont} \\ \left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ pour les autres cas} \\ B_r: \text{ Section réduite du poteau (en cm}^2\text{).} \end{array} \right\} \text{ appliquée avant 28 jours.}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

Pour notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton, $\gamma_b = 1,5$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier, $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui définit comme suite :

$$\text{Si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

CHAPITRE II pré dimensionnement des éléments et décente de charge

$$\text{Si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$\text{Et : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad \text{avec « a » : est le plus petit coté}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour avoir une stabilité vis à vis le flambement).

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,71$$

$$\text{D'où : } B_r \geq \frac{1 \times N_u \times 10}{\frac{0,71 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,8 \times 0,71 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,66 N_u \text{ cm}^2 \text{ (avec } N_u \text{ en kN)}$$

On adopte des poteaux carrée donc nous avons :

$$a = b = 2 + \sqrt{B_r}$$

II.1.11 Loi de dégression de charge

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu'à 0,5Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau. [2]

Sous toiture..... Q_0

Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement -Etage (2) : $Q_0 + 0,9 Q_1 + 0,8 Q_1$

-Etage (3) : $Q_0 + 0,9 Q_1 + 0,8 Q_1 + 0,7 Q_1$

-Etage (4) : $Q_0 + 0,9 Q_1 + 0,8 Q_1 + 0,7 Q_1 + 0,6 Q_1$

-Etage (5) : $Q_0 + 0,9 Q_1 + 0,8 Q_1 + 0,7 Q_1 + 0,6 Q_1 \dots$

-Etage (n) :

$$Q_0 + 0,9 Q_1 + 0,8 Q_1 + 0,7 Q_1 + 0,6 Q_1 + 0,5 Q_1 + \dots + 0,5 Q_1 [2]$$

II.1.12 Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau

- ✓ Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorer la surface de 15% pour les poteaux centraux et de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d'une poutre comportant au moins 3 travées (dans le cas des poteaux de rives on n'a pas besoin de majorer la surface).
- ✓ Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres on doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10%. [2]

Tableau II. 6: Surfaces revenantes à chaque poteau

Poteau central	Surface (m^2)	Surface majorée (m^2)
B-2	21.85	24.035

Donc : Le poteau le plus sollicité est (B-2) à une surface :

$$S = 24.03m^2$$

- Comme il est recommandé par le RPA que les poteaux aient la même section pour chaque niveau, donc on dimensionne tous les poteaux par cette section (S_{maj}).

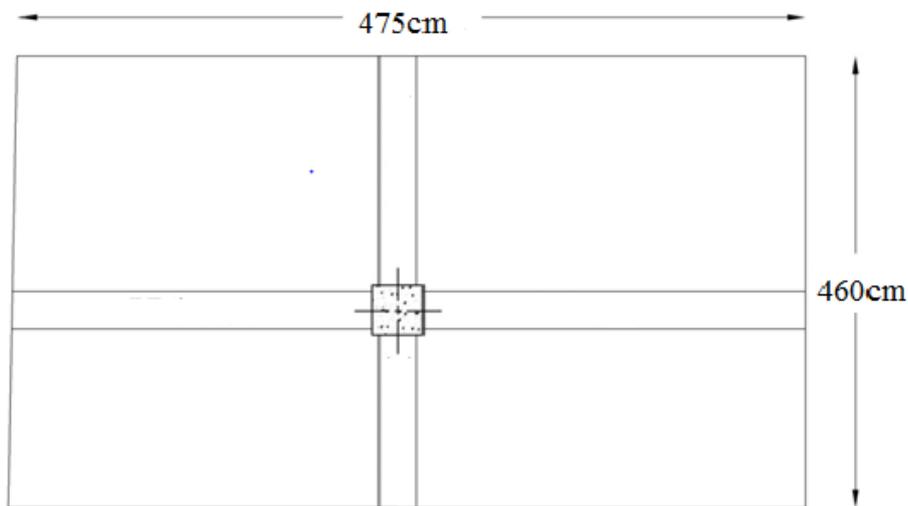


Figure II. 6: Section appliqué sur le poteau calculer

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

- **Charge Permanente**

$$NG = G \times S$$

G: charge Permanente

S: surface offerte.

- **Charge d'exploitation**

$$NQ = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

S : surface offerte.

- **Calcul de la charge limite ultime Nul**

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

L'article 7.4.1 du **RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone **IIa** on a : [1]

- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b/h < 4$

Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante : [1]

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

B_c : l'air brut de la section de béton.

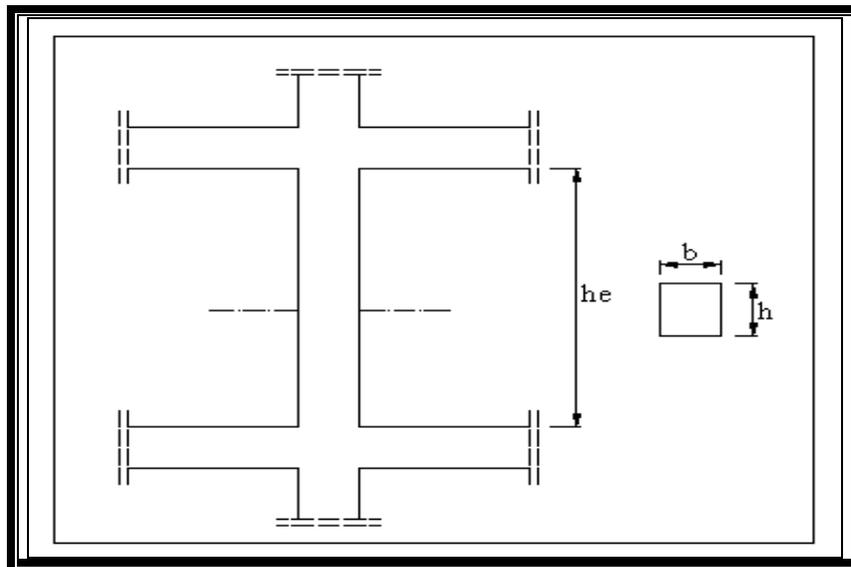


Figure II. 7: Coffrage des poteaux

Les résultats des efforts revenant aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du **RPA** sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 7: Les efforts revenants aux poteaux et les sections

Niveau	G_{plancher} (KN/m ²)	G_{planmaj} (KN/m ²)	Q (KN)	$S_d^{\text{influence}}$ (m ²)	N_U (KN/m ²)	N_{cum} (KN/m ²)	$N_{\text{cum}} \times S$	Br (cm) ²	a (cm)	Bc (a×a) cm ²	ρ ≤ 0,30
Terrasse	6,18	6,8	1	24,03	10.68	-	-	-	-	-	-
07	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	20.03	481.32	317.67	19.82	35×35	0.16
06	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	29.38	706	465.96	23.58	35×35	0.023
05	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	38.73	930.68	614.25	26.7 8	40×40	0.02 3
04	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	48.23	1158.96	764.91	29.6 5	40×40	0.02 8
03	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	57.58	1383.65	913.21	32.2 1	45×45	0.03 4
02	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	66.93	1608.32	1061.49	34.5 8	45×45	0.03 2
01	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	76.28	1833	1209.78	36.7 8	50×50	0.02 9
RDC	4.78	5.26	1.5	24,03	9.35	85.63	2057.68	1358.07	38.8 5	50×50	0.03 3

II.1.13 Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par l'ARP99

L'article (7.4.1) de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux pour la zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{375}{20} = 18,75 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

II.1.14 Vérification du poteau au flambement

Les poteaux les plus défavorable ce sont les poteaux de façade (de rive) du niveau RDC parce qu'ils sont les plus élancée (voir plan d'architecture).

✓ Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 5,2 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

✓ Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{5,2 \times 10^5}{50 \times 50}} = 14,43 \text{ cm.}$$

✓ Elancement mécanique

$$\text{On a : } l_f = k \times h_0$$

Avec :

- l_f : longueur de flambement.

- $h_0 = 4.08$ m (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).

- $k = 0,7$: Pour le poteau central d'un bâtiment à étage multiple encré directement dans les fondations ou assemblé a des poutres de plancher.

$$\lambda = \frac{0,7 \times 408}{14,43} = 19,79 < 70 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE III
Calcul des éléments
secondaires

III.1. Etude du balcon

Le balcon est assimilé à une console en dalle pleine ayant une extrémité encastrée dans les poutres donc le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

II.1.15 Evaluation des charges

Poids propre : $G = 5,67 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Force concentrée due au poids de garde corps métallique : $P = 1 \text{ kN/ml}$

L'épaisseur de la console : $e = 15 \text{ cm}$ et $d = 13,5 \text{ cm}$

Portée : $L = 1,20 \text{ m}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,91 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,17 \text{ kN/ml}$$

II.1.16 Calcul des sollicitations

✓ à ELU :

$$M_u = 1,35 pl + \frac{q_u l^2}{2} = 1,35 \times 1 \times 1,2 + \frac{12,91 \times 1,2^2}{2} = 10,92 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1,35 p + q_u l = 1,35 \times 1 + 12,91 \times 1,2 = 16,84 \text{ kN}$$

✓ à ELS:

$$M_{ser} = pl + \frac{q_{ser} l^2}{2} = 1 \times 1,2 + \frac{9,17 \times 1,2^2}{2} = 7,8 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = p + q_{ser} l = 1 + 9,17 \times 1,2 = 12 \text{ kN}$$

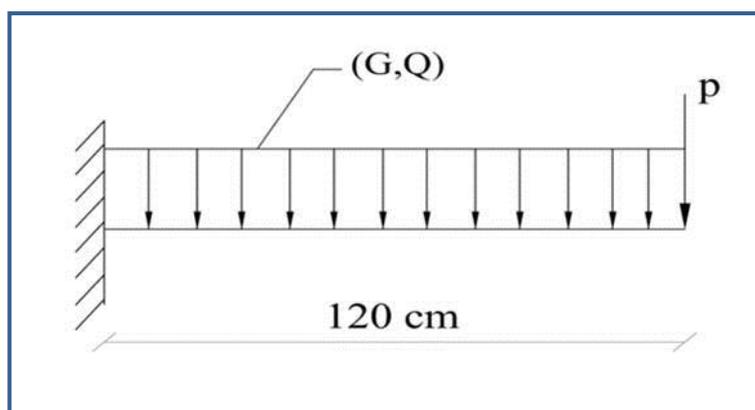


Figure III. 1: Schéma statique du balcon

II.1.17 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$b = 1 \text{ m}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$; $d' = C' = 1,5 \text{ cm}$.

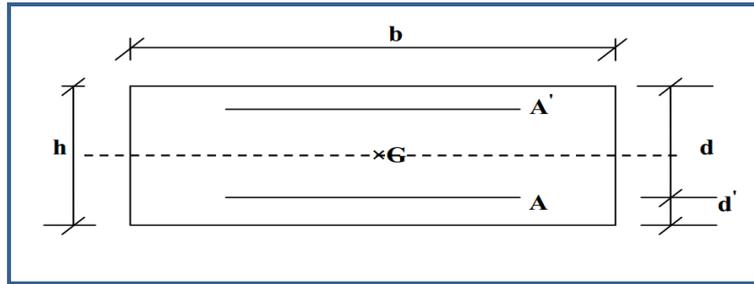


Figure III. 2: Section de calcul de balcon

II.1.17.1 Moments ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,042 < \mu_l = 0,392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

II.1.17.2 Section d'armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,054 \times 100 \times 13,5 \times 14,17}{348} = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,37 \text{ cm}^2$$

II.1.17.3 Condition de non fragilité

La section minimale est :

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_s = 5 \times HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$

20 cm.

II.1.18 Vérification à l'ELU

II.1.18.1 Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 16,84 \text{ kN}$$

Donc : $\tau_u = \frac{16,84 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,125 MPa$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **condition vérifié.**

Donc il n y a pas de risque de cisaillement

II.1.18.2 Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$0na\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

$$D'où \bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

et on a : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où

$$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 157,08 mm.$$

$$D'où \tau_{su} = 0,88 MPa < \bar{\tau}_{su} = 3,15 MPa \Rightarrow$$
 condition vérifié.

II.1.19 Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 cm^2$$

Donc on adopte : $A_s = 5 \times HA8 = 2,51 cm^2/ml$ $20 cm.$

II.1.20 Vérification des espacements des barres

a) *Armature principale*

$$S_p = 20 cm \leq \text{Min}(3h, 33 cm) = 33 cm \Rightarrow$$
 condition vérifiée.

b) *Armature transversal*

$$S_s = 20 cm \leq \text{Min}(4h, 45 cm) = 45 cm \Rightarrow$$
 condition vérifiée.

II.1.21 Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser,y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 3,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 160,73 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

✓ **Conclusion** : Ferrailage adopté.

II.1.22 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,125 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0,125 > 0,1) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0029 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; L = 1,2 \text{ m} ; A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 7,8 \text{ kN.m} ; M_{0,ser} = 7,8 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

II.1.23 Calcul de l'ancrage [2]

$$L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \phi S^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$

$L_s = \frac{1}{4} \times \frac{400}{2,84} = 35,21 \text{ cm} > b = 35 \text{ cm} \Rightarrow$ donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.

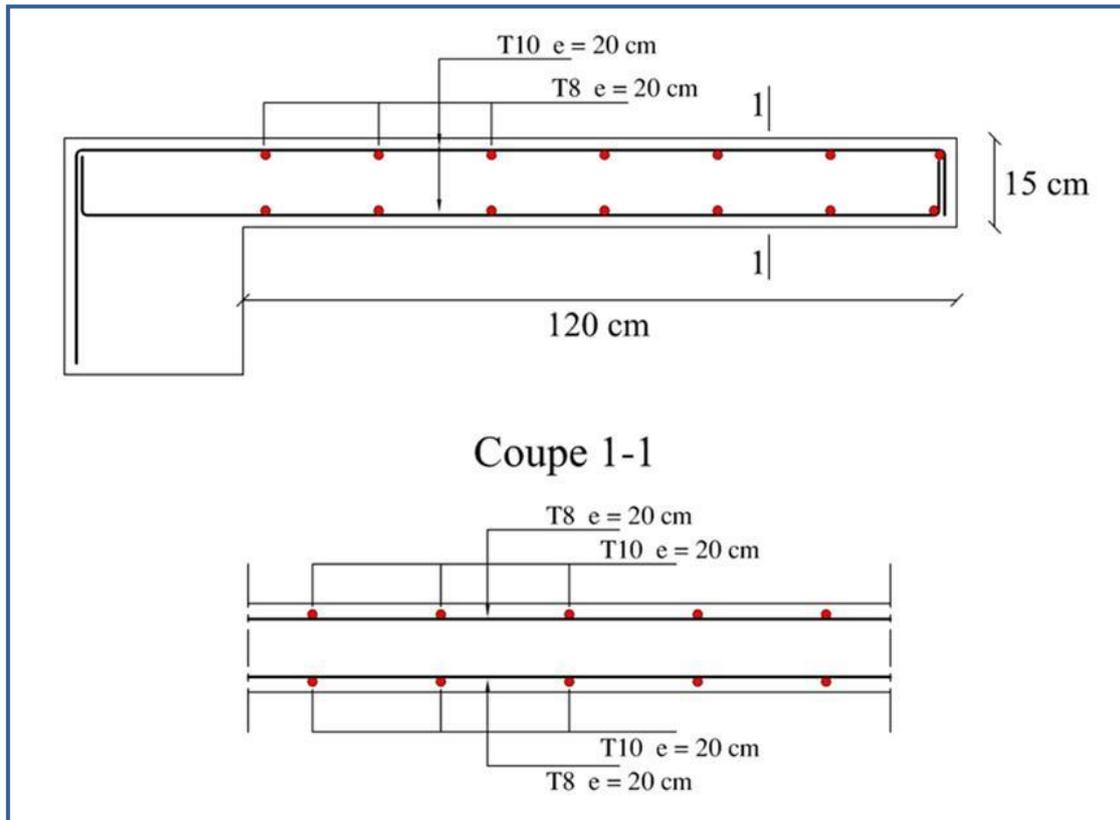


Figure III. 3: Ferrailage de balcon

II.2. Etudes des planchers :

III.2.1. Plancher a corps creux :

a) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

1) Première étape : avant le coulage de la table de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Poids du corps creux.

✓ Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

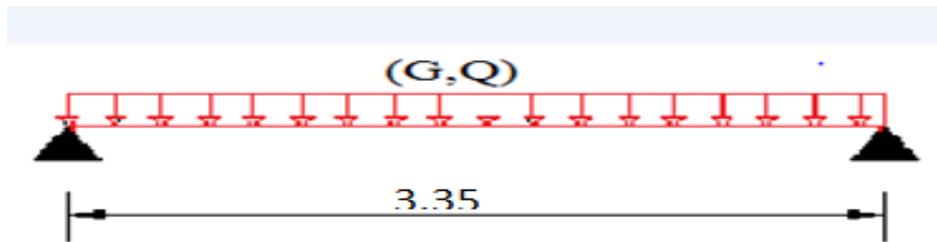


Figure III. 4: schéma isostatique de la poutelle

✓ Charges permanentes

- Poids propre de la poutelle $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

- Poids du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

La charge permanente : **$G = 0,74 \text{ KN/ml}$**

✓ Charges d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 0,65 \text{ m}$

La surcharge d'exploitation : **$Q = 0,65 \text{ KN/ml}$**

✓ Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,97 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{ser} = G + Q = 1,39 \text{ KN/ml}$.

a) Calcul des moments :

$$M_U = q_u \cdot l^2 / 8 = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot l^2 / 8 = 1,66 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures à l'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,46 \cdot 10^{-3}}{0,12 (0,036)^2 \cdot 14,2} = 1,0 > \mu_l = 0,392 \quad (\text{tableau BAEL 91})$$

Pour **FeE400**

$\mu_{bu} = 1,07 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ **la section est doublement armée $A' \neq 0$**

Comme la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour que la poutelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

Les étaitements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq \mu_{lu}$$

$$\frac{M_u}{0,12(0,036)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} \leq 0,392 \Rightarrow M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} \leq 0,866 \Rightarrow L = 1,87 \text{ m}$$

Donc il suffit de prévoir un étais chaque mi-travée

2) deuxième étape : après le coulage de la table de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statiquement.

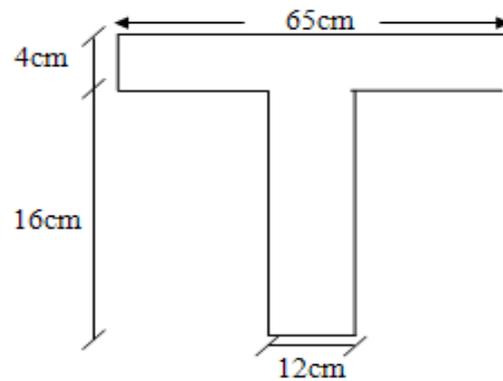


Figure III. 5: section transversale de la poutrelle

Plancher	g(KN/ml)	q(KN/ml)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.67	0.65	7.28	5.32
Etage courant	3.56	0.98	6.28	4.54

Tableau III. 1: évaluation des charges et surcharges

Nb : Pour le calcul des poutrelles de l'étage courant on adopte les mêmes charges que la terrasse.

Schéma statique :

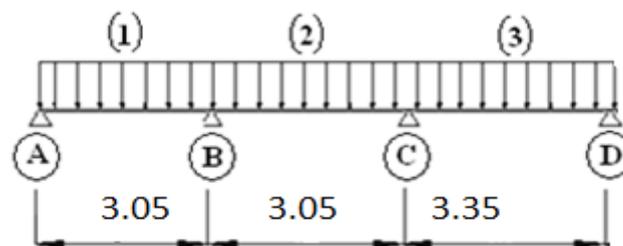


Figure III. 6: schéma statique de l'ensemble des poutrelles

III.2.1.1. Méthodes de calcul :

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées.

✓ Conditions d'applications :

$$1- \begin{cases} Q \leq 2G \\ \text{ou} \\ Q \leq 5KN / m^2 \end{cases}$$

2- Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

$$3- \text{ Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

✓ Vérification du domaine d'application :

- | | |
|--|--------------------|
| 1 ^{ier} condition : $Q \leq 5 \text{ KN/m}$ | satisfaite. |
| 2 ^{eme} condition : I est constant | satisfaite. |
| 3 ^{eme} condition : fissuration peu préjudiciable | satisfaite. |

$$4^{\text{eme}} \text{ condition : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{3,05}{3,05} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,35}{3,05} = 1,01 \leq 1,25 \end{cases} \quad \textbf{satisfaite.}$$

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{3,05}{3,05} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,05}{3,35} = 0,91 \leq 1,25 \end{cases} \quad \textbf{satisfaite.}$$

Donc on adopte la **méthode forfaitaire** pour le calcul des poutrelles,

✓ Calcul des moments

- Moment sur appuis

Appuis de rive $M_A = - 0,15 M_1$, $M_D = - 0,15 M_3$

Appuis voisin de rive $M_B = - 0,5 \max (M_1 , M_2)$, $M_D = - 0,5 \max (M_3 , M_4)$

- Moments en travées

$$\alpha = \frac{q}{g + q}$$

a) moment calculé : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1+0.3\alpha)M_0 \\ 1.05 \cdot M_0 \end{matrix} \right\}$

b) moment minimal réglementaire : $M_t \geq \left\{ \begin{matrix} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{matrix} \right\}$

✓ Effort tranchant

$$\left\{ \begin{matrix} V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b} \\ V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a} \end{matrix} \right. \text{ avec } \begin{matrix} b = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \\ a = L - b \end{matrix}$$

Application numérique

$$M_{u1} = \frac{q_u l_1^2}{8}, \quad M_{ser1} = \frac{q_{ser} l_1^2}{8}, \quad M_{u2} = \frac{q_u l_2^2}{8}, \quad M_{ser2} = \frac{q_{ser} l_2^2}{8}, \quad M_{u3} = \frac{q_u l_3^2}{8},$$

$$M_{ser3} = \frac{q_{ser} l_3^2}{8}, \quad M_{u4} = \frac{q_u l_4^2}{8}, \quad M_{ser4} = \frac{q_{ser} l_4^2}{8}$$

c) Etage courant

$M_{u1} = 7.3 \text{ KN.m}$, $M_{ser1} = 5.27 \text{ KN.m}$, $M_{u2} = 7.3 \text{ KN.m}$, $M_{ser2} = 5.27 \text{ KN.m}$, $M_{u3} = 8.8 \text{ KN.m}$
 $M_{ser3} = 5.99 \text{ KN.m}$,

Plancher terrasse

$M_{u1}=8.46\text{KN.m}, M_{ser1}=6.18\text{KN.m}, M_{u2}=8.46\text{KN.m}, M_{ser2}=6.18\text{KN.m}, M_{u3}=10.2\text{KN.m}, M_{ser3}=6.37\text{KN.m}$

Tableau III. 2: moments aux appuis.

	Moment (KN.m)	M_A	M_B	M_C
Plancher terrasse	ELU	-1.1	-3.6.	-1.32
	ELS	-0.8	-3,09	-3,95

Tableau III. 3: moments en travées.

		Moment (KN.m)	M_1	M_2	M_3
Plancher Terrasse $\alpha = 0.12$	ELU	M_t	6,12	5,75	7,5
		M_{tmin}	5,19	5,28	6,3
	ELS	M_t	4,71	4,12	4.85
		M_{tmin}	3.82	3.2	3.94

Tableau III. 4: : effort tranchant.

Travée	1		2		3	
	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e
ELU	9.8	11.43	12.31	12,38	12.75	13.62
ELS	8.29	8,22	9.48	9.45	10,12	10.05

III.3.2.2 :Calcul de ferrailage :à L'ELU

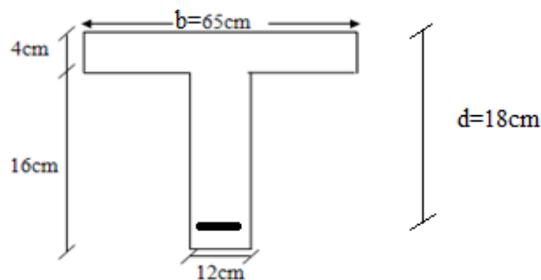


Figure III. 7: schéma des dimensions pour le ferrailage Des poutrelles

✓ En travée :

le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée maximal,

Position de l'axe neutre (α_0) :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0,222$$

$$\mu_0 = 0,8\alpha_0(1 - 0,4\alpha_0) = 0,16$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bu} = 47,84 \text{ kn.}$$

$$M_t = 47,84 \text{ km.m} > M_{ut} = 7,98 \text{ kn.m}$$

⇒ L'axe neutre dans la table de compression on

Calcule une section rectangulaire (b=65cm ,d= 18cm).

✓ Sur appuis :

la table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (b₀ =12 cm, d = 18 cm).

Tableau III. 5: Ferrailage en travées et aux appuis des poutrelles

En travée								
M_{max} (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z _b (cm)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	
TER	6.12	0.0266	0.392	0	16.93	1.29	1.41	2HA10 = 1.57
Sur appuis								
M_{max} (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z _b (cm)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	
TER	5.58	0.116	0.392	0	16.23	1.10	0.26	2HA10 = 1.57

III.2.1.2 vérification

a) Vérifications à l'ELU

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Donc il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau III. 6: Vérification de la contrainte tangentielle.

Plancher	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Terrasse	13,62	1.16	3.33	$\tau_u < \overline{\tau_u}$

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$Vu_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

$$\text{avec : } \begin{cases} a = 0.9d \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

$$Vu_{\max} \leq 0.24 \cdot f_{c28} \cdot b_0 d$$

Tableau III. 7: Vérification de l'effort tranchant

Plancher	Appuis	Vu (KN)	Vu _{max} (KN)	Observation
Terrasse	De rive	12.12	111.3	Vérifiée
	Intermédiaire	13.62	111.3	Vérifiée

✓ Contrainte d'adhérence pour l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \varphi_S f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = (\pi + 2)\phi = 0.051 \text{ m}$$

$$\tau = 1,16 \text{ kn} < 5,15 \text{ kn} \quad \text{condition vérifier}$$

b) Vérifications à l'ELS

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 8: Vérification des contraintes à L'ELS.

		$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Terrasse	Travée	4.85	1.57	3.27	5640.12	3.22	Vérifiée
	Appui	3.95	1.57	6.66	4212.166	6.89	Vérifiée

c) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

Avec:

L: la portée entre nus d'appuis (L=3m)

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique

A_s: section d'armature tendu correspondante

Donc il est indispensable de calculer la flèche et vérifier celle-ci avec la flèche admissible.

✓ **Section homogène:**

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_{0,TER} = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.57 = 475.55 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment statique de la section homogène par rapport à (x-x) et moment d'inertie**

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d ; \qquad V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} ; \qquad V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \cdot (V_1 - 0.5 h_0)^2 + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

Tableau III. 9: caractéristique géométrique des poutrelles .

	$S_{/xx}$ (cm ³)	V_1 (cm)	V_2 (cm)	I_0 (cm ⁴)
Ter	3247,9	6,45	13,17	18578.12

✓ Calcul de la flèche :

$$f_{pi} = \frac{M_{gq.ser} \cdot l^2}{10E_I I_{fi}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g.ser} \cdot l^2}{10E_I I_{fi}}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g.ser} \cdot l^2}{10E_V I_{fv}}$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - 2f_{gi} < l/500 \text{ (cm)}$$

Avec :

f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes

f_{pi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes

E_i : module de déformation instantanée du béton

E_v : module de déformation différée du béton

I₀ : moment d'inertie de la section totale homogène

I_{fi}, I_{fv} : module d'élasticité fictif

M_{g.ser} : moment dû aux charges permanentes

M_{gq.ser} : moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s \text{ et } f_{t28} \text{ en MPa } \rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 3,22 \cdot 10^4 \text{ MPa} ; \quad E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Tableau III. 10: résultats des coefficients.

	$M_{qg,ser}$	$M_{g,ser}$	P	λ_v	λ_i	μ	I_{fv}	I_{fi}
Ter	5,30	4,65	0,0073	2,25	5,63	0,70	7936,42	4136,06

Tableau III. 11: Vérification de la flèche.

	$f_{gv}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t(mm)$	$\Delta f_t < 7 (mm)$
Ter	0,66	0,49	0,43	0,29	Vérifiée

III.2.1.3 Ferrailage transversal :

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

✓ Suivant le **BAEL 91** (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 \cdot f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \end{array} \right. \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

K=1 : pas de reprise de bétonnage.

✓ Suivant le **RPA99V2003** (Art.7.5.2.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots zone nodale \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots zone courante \end{array} \right.$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(5,7,12,10) = 5,7mm$. On adopte $\phi_t = 8 mm$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036cm \\ S_t \leq 5cm \dots\dots\dots zone nodale \\ S_t \leq 10cm \dots\dots\dots zone courante \end{array} \right.$$

On adopte

$$A_t = 2HA8 = 1.01$$

Avec un espacement de : $\frac{1.01}{10} = 10\text{cm}$

donc $S_t = 10\text{cm}$

III.3.2.5 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treilles soudés (**BAEL 91**).

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (**ART.B 68. 423. BAEL91**).

Comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures

(A en : cm^2 pour 1 mètre de nervures).

Si : L (: Écartement entre axe des nervures) $\leq 50\text{ cm} \Rightarrow A > 200/f_e$.

Si : $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A = 4.L / f_e$. (Avec L en cm et f_e en MPa)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à ($A / 2$)

Pour notre cas : On a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : écartement entre nervures = 65 cm.

$f_e = 400\text{ Mpa}$ pour tous les diamètres.

D'où : $A_{\perp} = 4 \times 65 / 400 = 0.65\text{ cm}^2/\text{ml}$. On prend $6\Phi 6 = 1.7\text{ cm}^2$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.26\text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 6\Phi 6 = 1.7\text{ cm}^2$$

Donc on adopte un Treillis soudé en $\phi 5$ (200 x 200)

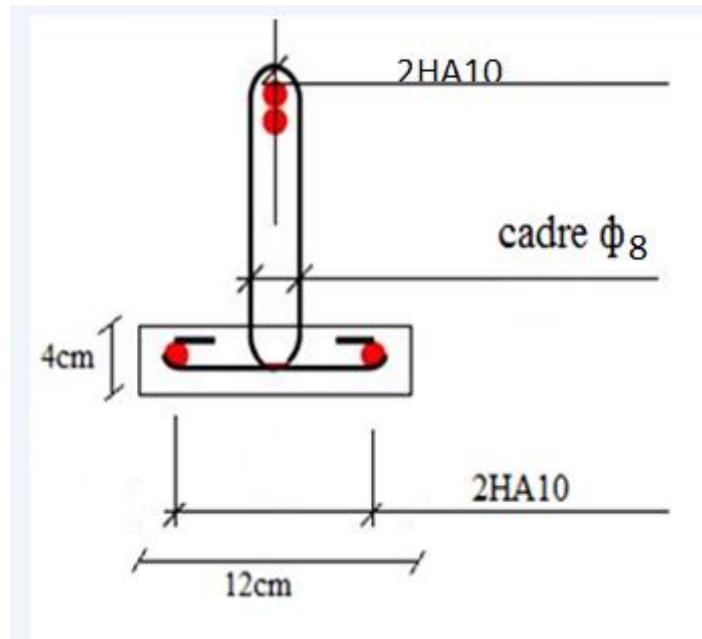


Figure III. 8: schéma de ferrailage des poutrelles

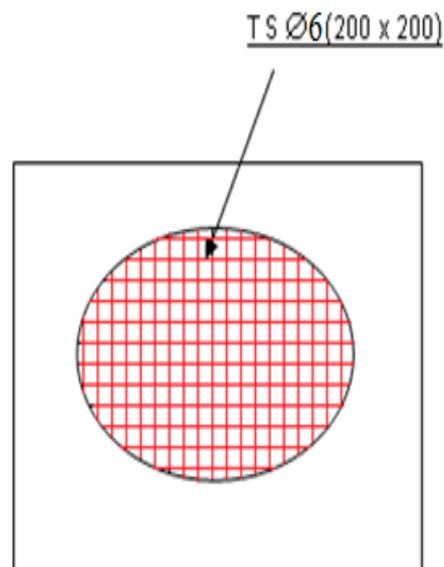


Figure III. 9: schéma de ferrailage de la table de compression .

III.3. Etude de la salle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids.

Notre immeuble est équipé d'un ascenseur de marque KONE Monospace, avec les caractéristiques techniques suivantes:

- Charges nominale jusqu'à 1000 kg, elle transporte 10 personnes.

- Vitesse d'entraînement jusqu'à 1,6 m/s.
- Course maximale 28,5 m, (jusqu'à 7 arrêts).
- Portes à ouverture centrale (adaptée aux personnes handicapées).

II.1.24 Pré dimensionnement de la dalle

✓ **Résistance à la flexion**

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3,2 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

On a :

$e \geq 20 \text{ cm}$ d'après les recommandations du constructeur mentionnées dans la fiche technique.

L'épaisseur doit être au moins égale à 12 cm, d'après (RPA 99 version 2003).

Donc on adopte : **$e = 20 \text{ cm}$** .

II.1.25 Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes

le poids de la machine : $90 \text{ kN/m}^2 \times (1 \times 1) \text{m}^2 = 90 \text{ kN}$

le poids de la dalle = $0,2 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

Revêtement = $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ kN/m}^2$

b) Surcharges d'exploitation

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

c) Combinaison de charge

Tableau III. 12: Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (kN/m ²)	Charge ponctuelle (kN)
ELU	9,14	121,5
ELS	6,66	90

II.1.26 Calcul des sollicitations

a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,6} = 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_{x,u} = 0,0368 \Rightarrow M_{x,1} = 0,0368 \times 9,14 \times 1,6^2 = 0,86 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 1 \Rightarrow M_{y,1} = 1 \times 0,86 = 0,86 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0,0441 \Rightarrow M_{x,1} = 0,0441 \times 6,66 \times 1,6^2 = 0,65 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 1 \Rightarrow M_{y,1} = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

Et: $(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

On a :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 3 + 20 = 126 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 3 + 20 = 126 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,26}{1,60} = 0,78$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,26}{1,60} = 0,78$$

On prend le tableau pour $\alpha = 1$ et par itération on trouve :[5]

$$M_1 = M_2 = 0,06$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = M_{y,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times 0,06 = 7,29 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = M_{y,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,048 + 0,2 \times 0,048) = 6,18 \text{ kN.m}$$

III. Superposition des moments

✓ A l'ELU

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 7,94 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 7,94 \text{ kN.m}$$

✓ A l'ELS

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 7,04 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 7,04 \text{ kN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0,85M_x$$

$$\text{Enappuisderive : } M_{ax} = -0,3M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0,85M_y$$

$$\text{Enappuisderive : } M_{ay} = -0,3M_x$$

Tableau III. 13: Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	7,94	6,75	- 2,38	7,94	6,75	- 2,38
ELS	7,04	5,89	- 2,1	7,04	5,89	- 2,1

III.3.2 Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0,2 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,18 \text{ m} ; d' = C' = 2 \text{ cm.}$$

✓ **Condition de non fragilité [2]**

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour feE400

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 14: Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u(KN.m)	6,75	2,38	6,75	2,38
A_s'(cm²/ml)	0	0	0	0
A_s(cm²/ml)	1,12	0,39	1,12	0,39
A_{min} (cm²/ml)	1,6	1,6	1,6	1,6
Choix des barres	5T10	5T10	5T10	5T10
A_sadopté	3,93	3,93	3,93	3,93
Espacement(cm)	20	20	20	20

III.3.3 Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a U = V

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{121,5}{2 \times 1,26 + 1,26} = 32,14 \text{ kN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,26} = 32,14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,14 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :[2]

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(126 + 126) = 5,04 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 5,04 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 756 \text{ kN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ kN} < 756 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'écartement minimal des barres (Art A-8.2.42)BAEL91/99**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la : [2]

- Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h; 25\text{cm})$
- Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h; 33\text{cm})$
- Armatures supérieures : $St = 20\text{cm} \leq \min (2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [2]**

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left(32,14 + \frac{6,75}{0,9 \times 0,8} \right) \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 32,14 \text{ kN} < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1080 \text{ kN} \Rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

III.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 15: Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS

Position		M_{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens XX	travée	5,89	3,82	13906,6	1,36	15	CV
	appuis	- 2,1	3,82	13906,6	0,48	15	CV
Sens YY	travée	5,89	3,82	13906,6	1,35	15	CV
	appuis	-2,1	3,82	13906,6	0,48	15	CV

III.3.5 Vérification de la flèche [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,138 > 0,0625) \Rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0,138 > 0,085) \Rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0022 < 0,0105) \Rightarrow \textit{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 1,6 \text{ m} ; A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 5,89 \text{ kN.m} ; M_{ser0} = 7,04 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

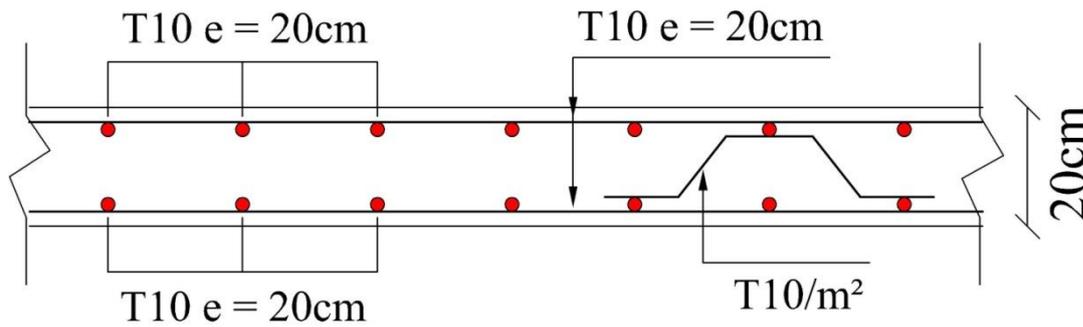


Figure III. 10: Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

III.4. L'acrotère:

L'acrotère est un élément structural contournant la structure conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran isolant de plus, il a une forme de pente contre l'infiltration des eaux .Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section.

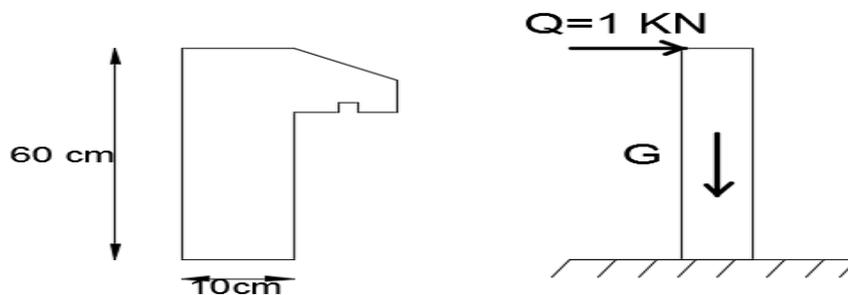


Figure III. 11: schéma statique de l'acrotère

III.4-1-Evaluation des charges :

- La surface est déjà calculée en **chapitre II** : $S= 0.0685 \text{ cm}^2$
- Poids propre de l'acrotère : $G_1= S*25\text{KN/m}^3 =1.7125 \text{ KN/m}$
- Revêtement en ciment : $G_2=\text{Périmètre} *18\text{KN/m}^3*\text{épaisseur}=0.157*18*0.02 =0.56\text{KN/m}$

$$G= G_1+ G_2= 2.27 \text{ KN/ml}$$

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

- **Combinaison des charges :**

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35(2.27) + 1.5(1) = 4.56 \text{ KN/ml}$

- **ELS** : $q_s = G + Q = 2.27 + 1 = 3.27 \text{ KN/ml}$

• **Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant:**

à l'ELU :

- $M_u = 1.5Q \cdot h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- $N_u = 1.35G = 3.06 \text{ KN}$

à l'ELS :

- $M_{ser} = Q \cdot h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$ $N_{ser} = G = 2.27 \text{ KN}$

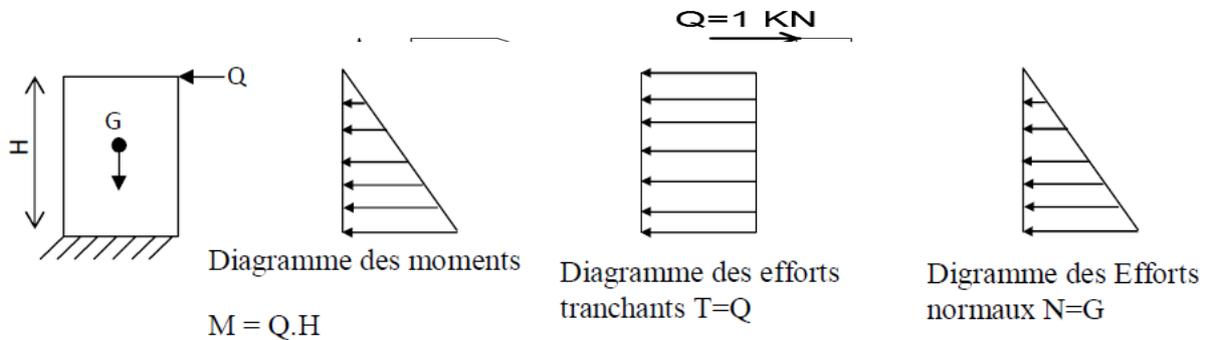


Figure III. 12: diagramme du moment et l'effort tranchant et l'effort normal

III.4-2-Ferraillage de l'acrotère :

L'étude de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1ml avec une fissuration considérée comme préjudiciable.

Données:

$h = 10 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$c = c' = 2 \text{ cm}$

$d = 9 \text{ cm.}$

- Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.06} = 0.29 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

$h/2-c = 3 \text{ cm} \rightarrow e_0 > 3 \text{ cm} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée.

- **Moment de flexion fictif (M_{AS}) :**

$$M_{AS} = Mu + Nu (d - ht / 2) = 0,9 + 3.06 (0.09 - 0.10/2)$$

$$MA = 1.02 \text{ KN .m}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{1.02 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.09^2 \cdot 14.16 \cdot 10^6} = 0.0089$$

Pour l'acier Fe400 le moment limite $\mu_1 = 0.391 \quad \alpha = 0.668$

$\Rightarrow \mu < \mu_1$ donc la section des armatures comprimées est nulle ($A_s' = 0$)

$\Rightarrow \mu < 0.186$: on se trouve au pivot 'A'

\Rightarrow la section d'armature tendue :

Calcul de α :

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.0089)}) = 0.011$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{ub}}{\sigma_{us}} = \frac{0.8(0.011)(100)(9) \cdot 14.16}{348}$$

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2$$

En flexion composée :

$$A_1 = A_s - \frac{Nu}{\sigma_{su}} = 0.0032 - \frac{3.06}{348 \cdot 10^{-3}} = 0.23 \text{ cm}^2 \quad (N_u \text{ est un effort de compression.})$$

Donc: $A_1 = 0.23 \text{ cm}^2$ et $A' = 0$

III.4-3-Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$0.23 \text{ cm}^2 < 1.63 \text{ cm}^2 \dots \rightarrow$ Condition non vérifiée

Donc on opte une section : $A_s=1.08\text{cm}^2$

Ce qui est équivalent à : $4\text{HA}08=2\text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25\text{ cm}$ sur 60cm

• **Les armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.0}{4} = 0.50\text{ cm}^2 / \text{ml}$. → Ce qui est équivalent à : $4\text{HA}08=2\text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15\text{ cm}$ sur 60cm

• **Vérification de la contrainte de cisaillement [BAEL91.ArtA5.1.2]:**

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

La contrainte tangente limite :

dépend de la position des armatures transversales et le types de fissuration (pour une fissuration préjudiciable et une position des cadres de 90°).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{ct28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa} \right) = \min (2.5\text{ Mpa}; 5\text{ Mpa}). \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}$$

-La contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} = \frac{2.25 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.09} = 0.025\text{ MPa} (V_u = 1.5Q)$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ → condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15\text{ MPa}$$

($\Psi = 1.5$ pour les barres de haute adhérence).

$$\tau_{su} = \frac{V_{u\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{2.25 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.09 \cdot [4 \times 3.14 \times 0.8]} = 0.27\text{ MPa}$$

($\sum U_i$: la somme des périmètres des armature tendue et $U_i = n \cdot D \cdot \pi$).

$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ → condition vérifiée.

III.4-4-Vérification à l'ELS :

Consiste à vérifier les contraintes admissibles à l'état limite de service

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \sigma_b$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d \cdot y_{ser}) \leq \sigma_s$$

avec : $M_{ser} = 9.78 \text{ KN.m}$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\mu f t j}) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

- Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.27} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$d-h/2 = 9-5 = 4 \text{ cm} \rightarrow e_{ser} > 4 \text{ cm}$$

Donc on a une section partiellement comprimée à l'ELS. $C = h/2 - e_{ser} = 5 - 26 = -21 \text{ cm}$

y_2 est la solution de l'équation :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b} (c-c') + \frac{90A_1}{b} (d-c) = -3(-21)^2 + \frac{90 \cdot 2}{100} (9+21) = -1269 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b} (c-c')^2 - \frac{90}{b} A_1 (d-c)^2 = -2(-21)^3 - \frac{90}{100} 2(9+21)^2 = 16902 \text{ cm}^2$$

$$y_{2.1} = -41.$$

$$y_2^3 - 1269 y_2 - 20142 = 0 ; \Delta = (q^2 + 4P^3/27) \rightarrow$$

l'équation admet 3 racines

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{2.2} = 23.34 \\ y_{2.3} = 17.65 \end{array} \right.$$

$$- C \leq Y_2 \leq h - C \implies 21 \leq y_2 \leq 31 \rightarrow Y_2 = 23.34 \text{ cm}$$

Donc : $Y_{ser} = c - y_2 = 2.31 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{b \cdot y_{ser}^2}{2} - 15 A_1 (d - y_{ser}) = 66.10 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu} y_{ser} = \frac{2.27 \cdot 10^3}{6.61 \cdot 10^{-6}} \cdot 0.0231 = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

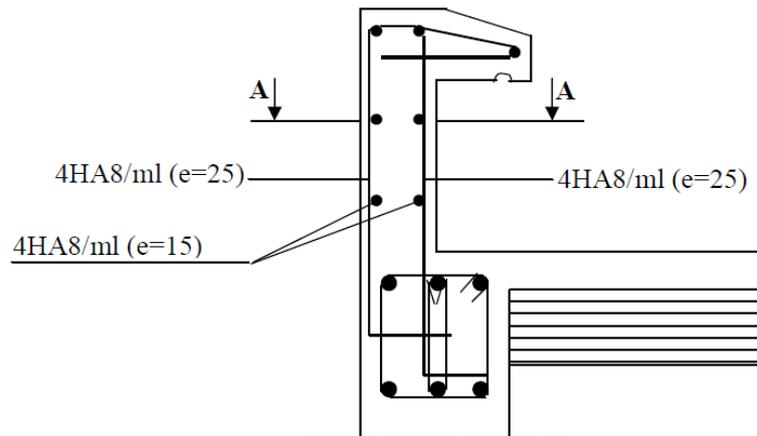


Figure III. 13: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Escaliers :

III.5.1 Introduction

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

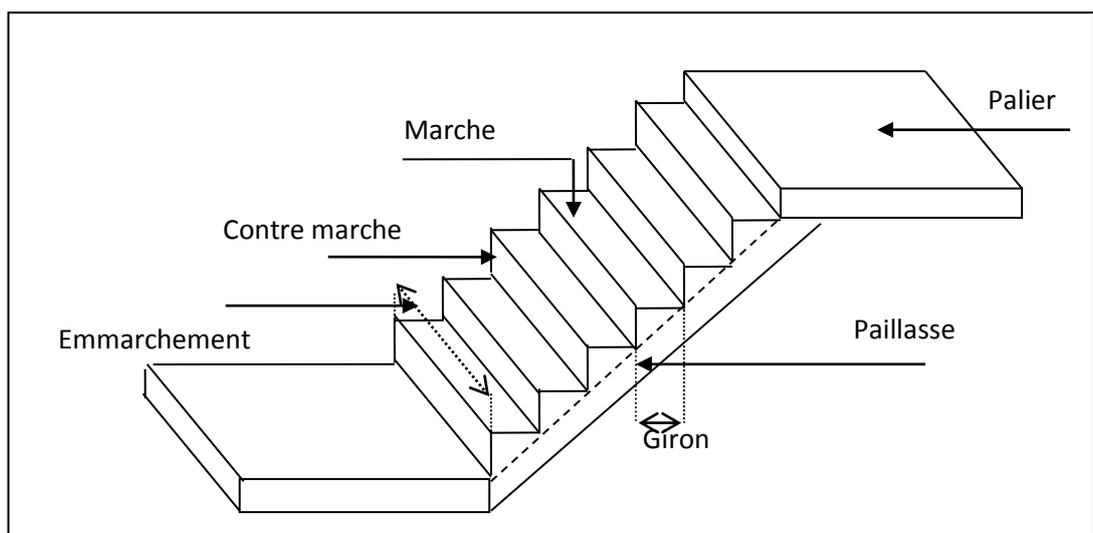


Figure III. 14: schéma d'un escalier

III.5.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

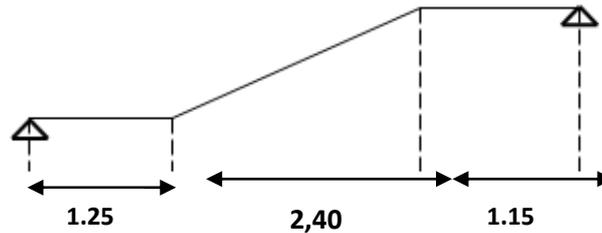


Figure III. 15: Schéma statique

III.5.3 Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

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

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

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

$$\text{D'autre part : } (n-1) \cdot g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8}$$

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

D'après la formule de Blondel, on a :

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

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

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

III.5.4 Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{240}{\cos \alpha} = 2,76 \text{ cm.}$$

9,19 ≤ ep ≤ 13,79 on prend **ep = 15**.

b. Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

e_{palier} = 13,79 cm on prend **e_{palier} = 15 cm**.

On adopte **e_{palier} = e_{paillasse} = 15 cm**.

III.5.5 Descente de charge

a. volée

Tableau III. 16: Descente de charge (volée)

Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,15	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre ep/cos α	0,02	10,00	0,23

- Charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

- Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

ELU : $q_{uvol} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{s vol} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml}$.

b. Palier

Tableau III. 17: Descente de charge (palier).

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier ep × 25	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
nduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

-Charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

- Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

ELU : $q_{upal} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1 \text{ m} = 10,31 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{spal} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 7.36 \text{ KM/ml}$.

III.5.6 Détermination des sollicitations

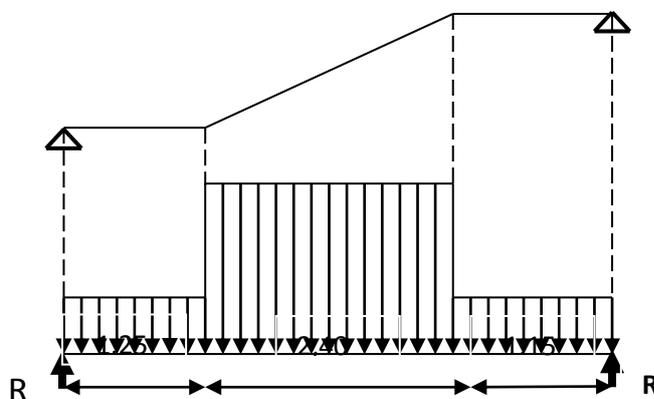


Figure III. 16: Schéma statique de l'escalier

a. E.L.U :

➤ Réactions des appuis

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

$$\Rightarrow R_A + R_B = 58.50 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,43 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,80$$

$$\Rightarrow R_A = 29.31 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,43 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,80$$

$$\Rightarrow R_B = 29.18 \text{KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.15$

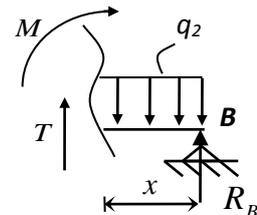
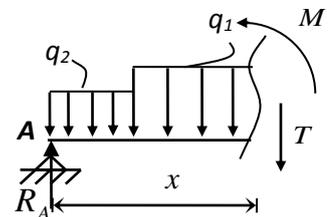
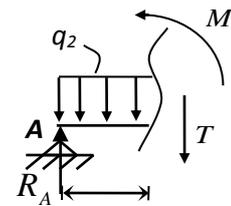
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.15 \leq x \leq 3.58$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15 q_2 - q_1 (x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



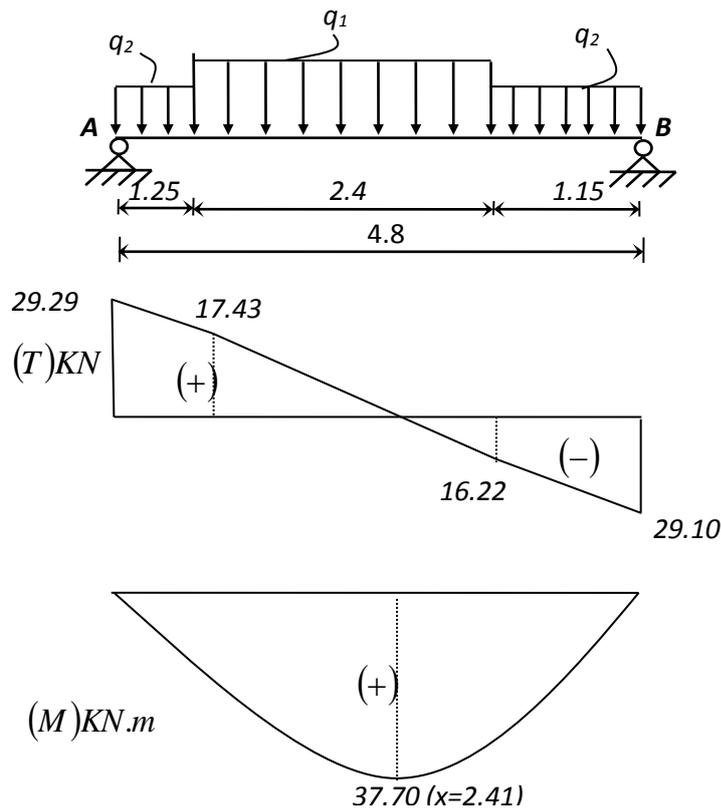


Figure III. 17: Diagrammes des sollicitations

Tableau III. 18: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	29.29	29.29	0	29.29	37.70	11.31	30.16
1.25	-	17.43	26.87				
2.41	-	0	37.70				
3.65	-	-16.22	27.92				
4.8	29.10	-29.10	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

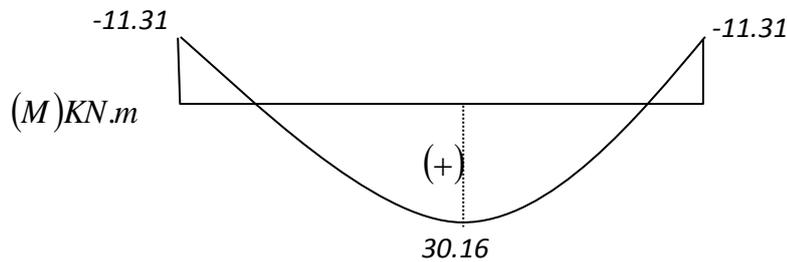


Figure III. 18: Diagramme des moments retenus

b. E.L.S

➤ Réactions des appuis

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

$$\Rightarrow R_A + R_B = 42.01 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.22)^2}{2} q_2 + 2.43 \left(\frac{(2.43)}{2} + 1.22 \right) q_1 + 1.15 \left(\frac{(1.15)}{2} + 2.43 + 1.22 \right) q_2 \right] / 4.8$$

$$\Rightarrow R_A = 21.05 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.15)^2}{2} q_2 + 2.43 \left(\frac{(2.43)}{2} + 1.15 \right) q_1 + 1.22 \left(\frac{(1.22)}{2} + 2.43 + 1.15 \right) q_2 \right] / 4.8$$

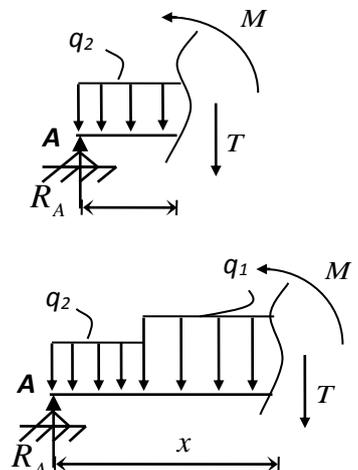
$$\Rightarrow R_B = 20.95 \text{KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.15 \leq x \leq 3.58$



$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15q_2 - q_1(x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

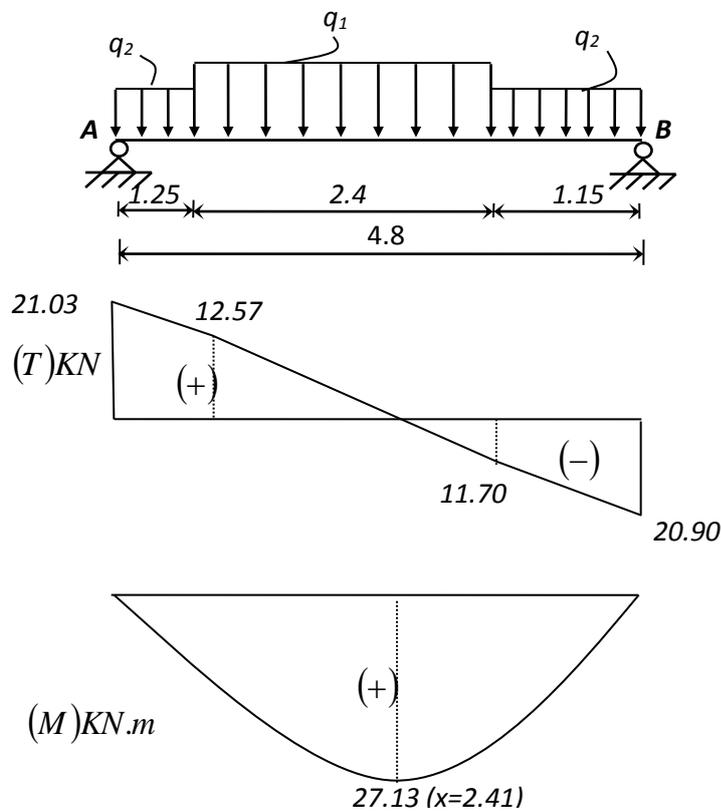
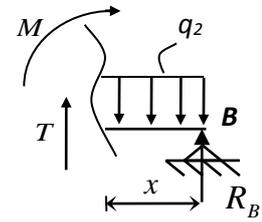


Figure III. 19: Diagrammes des sollicitations

Tableau III. 19: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	21.03	21.03	0	21.03	27.13	8.14	21.70
1.25	-	12.57	19.32				
2.41	-	0	27.13				
3.65	-	-11.70	20.37				
4.80	20.90	-20.90	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

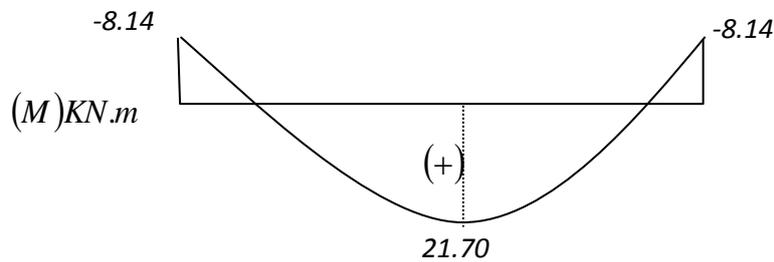


Figure III. 20: Diagramme des moments retenus

Conclusion :

E.L.U :

E.L.S :

Mt max= 30,16 kn.m Mt max= 21,70kn.m

Ma max= 11,31kn.m

Ma max= 8,14kn.m

Tmax = 29,29 kn

Tmax = 21,03 kn

III.5.7 Calcul de ferrailage

a. E.L.U

a.1 En travée

$$\mu = \frac{30.16 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.114 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.152$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30160}{0.94 \times 13.5 \times 348} = 6.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 6.83 \text{ cm}^2$$

Choix : **5T14 esp 20.**

T14 → e = 20cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → **condition vérifiée**

- **Armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T8 → Ar = 2,01 cm²/ml

T8 → e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → **condition vérifiée.**

a.2 En appui

$$\mu = \frac{11.31 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11310}{0,97 \times 13,5 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal}; A_{min}) = 2,48 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T10** esp **25**.

$$\text{Ar} : 2\text{T8} \rightarrow \text{Ar} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T8} \rightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{30,16}{21,70} = 1,93$$

$$\alpha = 0,152 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appuis :

$$\alpha = 0,051 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **Vérification les efforts tranchants**

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = 29,29 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec **T10** et $\varnothing 8$.

III.6 Étude de la poutre palière :

III.6.1 Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \text{ on prend } h_t = 30\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc la section de la poutre palière est de : **b×h = 25×30 cm²**

III.6.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cm Condition vérifiée..

III.6.3 Charge supportée par la poutre :

- Poids propre de la poutre: $G_{pp} = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,88 \text{ kN/ml}$.
- Poids du mur situé sur la poutre : $G_{mur} = 2,92 \times 1,38 = 4,03 \text{ kN/ml}$.
- Réaction du volée sur la poutre à l'ELU : $R_{max,u} = 29,29 \text{ kN/ml}$.
- Réaction du volée sur la poutre à l'ELS : $R_{max,ser} = 21,03 \text{ kN/ml}$.

a) Combinaison d'action

$$q_u = 1,35(G_{pp} + G_{mur}) + R_{ua} = 37,27 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{ser} = 26,94 \text{ kN/ml}$$

b) Calcul des moments et des efforts tranchant

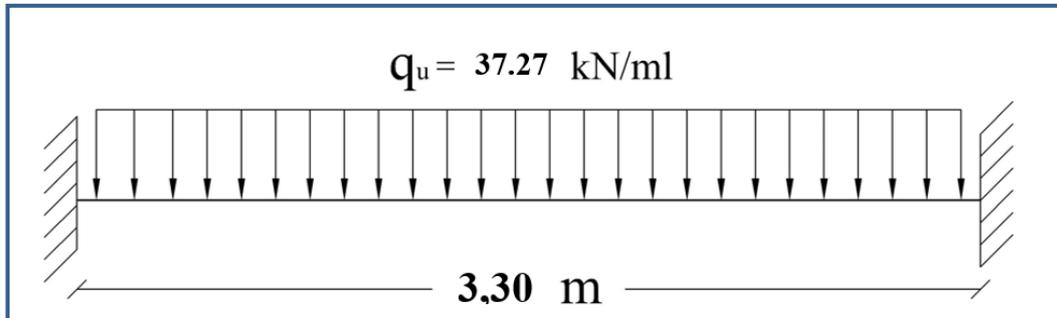


Figure III. 21: Schéma statique de la poutre palière

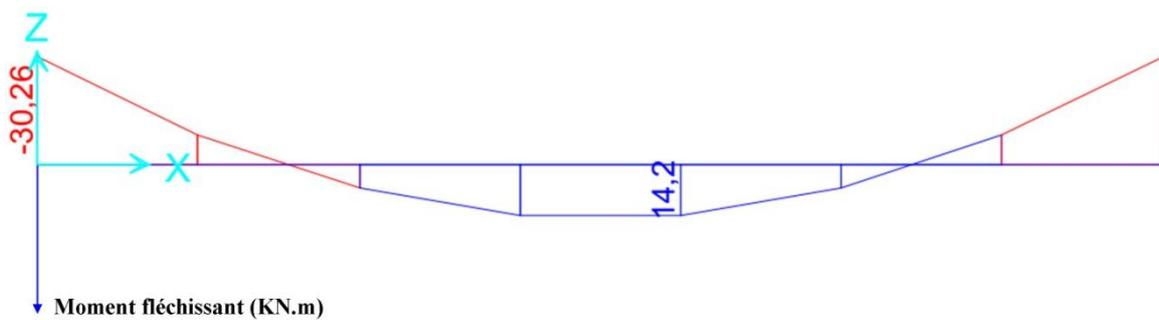


Figure III. 22: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELU

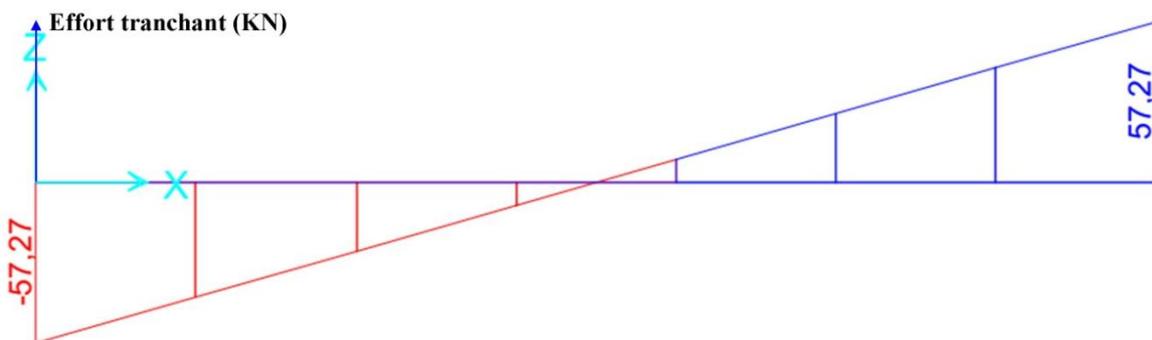


Figure III. 23: Diagramme de l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU

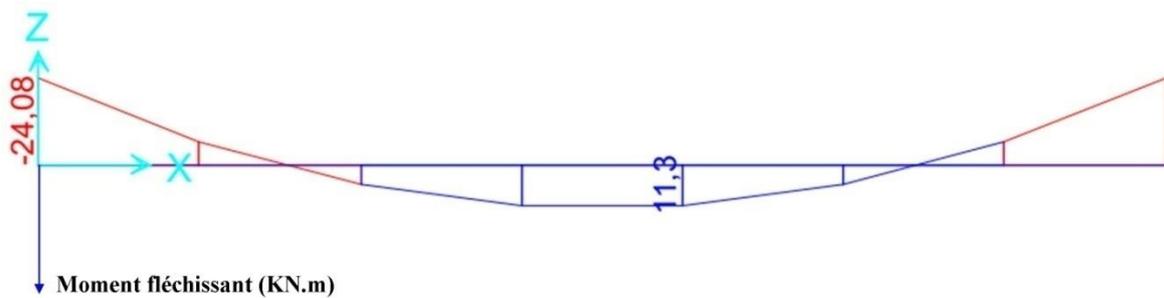


Figure III. 24: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELS

On trouve :

$$M_{u,travée} = 16,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = -33,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 12,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = -24,45 \text{ kN.m}$$

$$V_{u,max} = 61,50 \text{ kN}$$

c) Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$$h = 30\text{cm}; \quad b = 25\text{cm}; \quad d = 0,9h = 27\text{cm}$$

Tableau III. 20: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	M_u	μ_u	$\mu_l = 0,392$	α	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2 /ml)
Travée	16,91	0,065	$\mu_u < \mu_l$	0,084	1,86	0	0,82	3HA12	3,39
Appui	33,82	0,131	$\mu_u < \mu_l$	0,176	3,87	0	0	3HA14 +3HA12	8,01

- **Remarque :** Pour la section d'armature adoptée en appuis on prend 3HA14 comme des barres filantes et 3HA12 comme des chapeaux de longueur $\frac{L}{4} = \frac{3,3}{4} = 0,83\text{m}$.

d) Vérification à l'ELU

Tableau III. 21: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
Travée	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	113,1	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	61.50	0,91	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	244,9	1,03	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

e) Armature de transversale

✓ Selon le BAEL 91/99 [2]

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9d\sigma_s} \text{ (Art 5.1.2.3) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} \Rightarrow \text{enzonenodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{enzonécourante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right\} = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{enzonenodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{enzonécourante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 8 \text{ cm} \Rightarrow \text{enzonenodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \sigma_s} = \frac{30 \times 8 \times (0,61 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 348} = -0,015 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_t = 4 \times HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

f) Vérification à l'ELS

Tableau III. 22: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELS

	$M_{ser} (kN.m)$	$A_s (cm^2)$	$A'_s (cm^2)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	OBS
Travée	11,3	3,39	0	8,02	34231,51	2,65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	24,08	6,79	0	10,77	58948,3	4,4	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Remarque :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

a) Vérification de La flèche (Art B.6.5,1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,11 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,11 > 0,031) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0036 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm} ; L = 3,17 \text{ m} ; A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 11,3 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 36,13 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

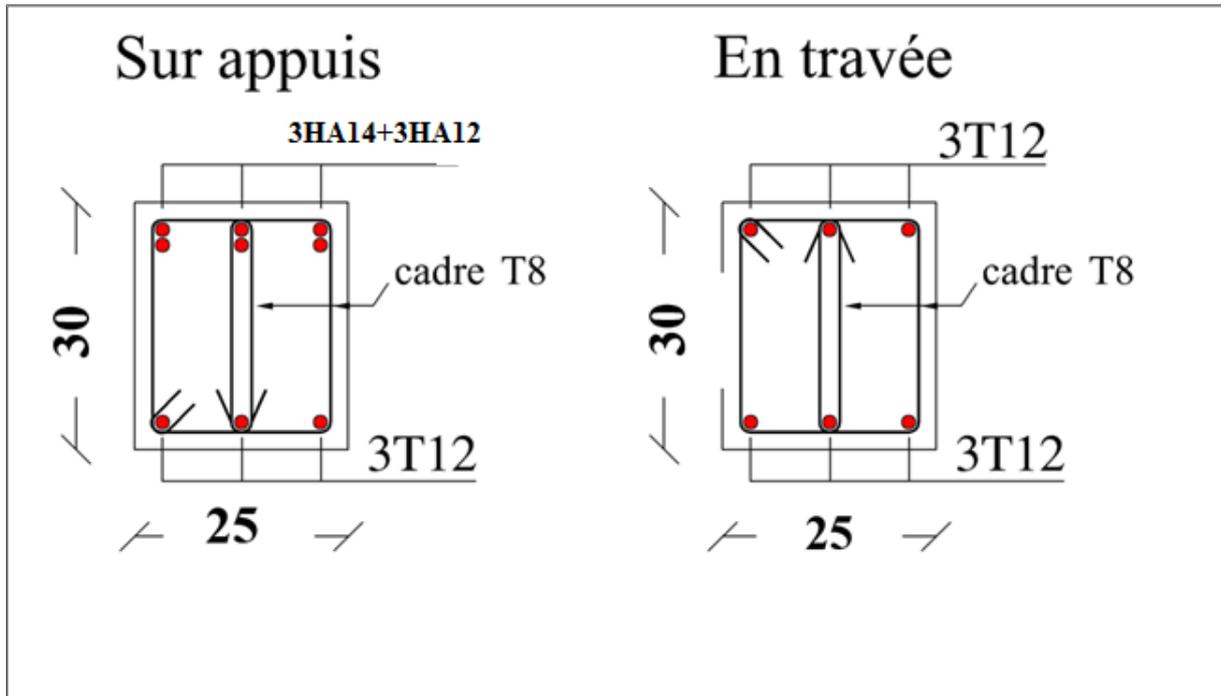


Figure III. 25: Schéma ferrailage de la poutre palière.

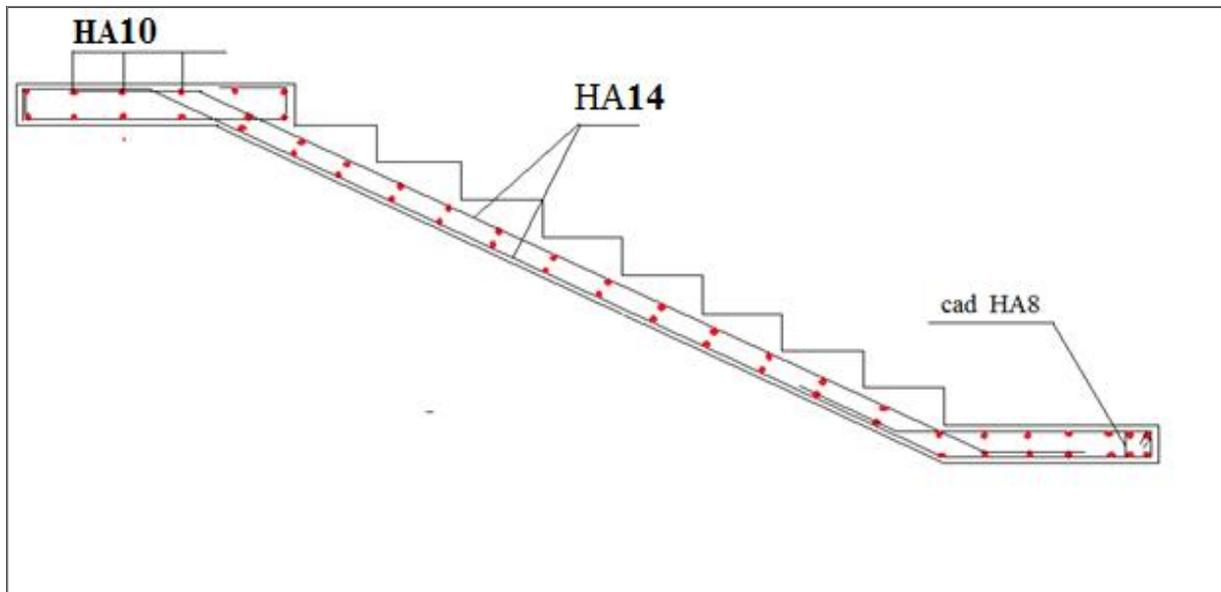


Figure III. 26: Schéma ferrailage de l'escalier.

CHAPITRE IV
Etude sismique

IV.1. Introduction :

Le risque sismique est relié à l'aléa sismique ainsi qu'à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter des catastrophes ou dégâts incontrôlés qui risqueraient de provoquer un effondrement total, et même une instabilité des structures d'importance différente ainsi que suspendre sa fonctionnalité.

Pour cela et pour mieux se protéger contre les événements sismiques, on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3. Modélisation de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV.4. Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).

7) Interprétation des résultats.

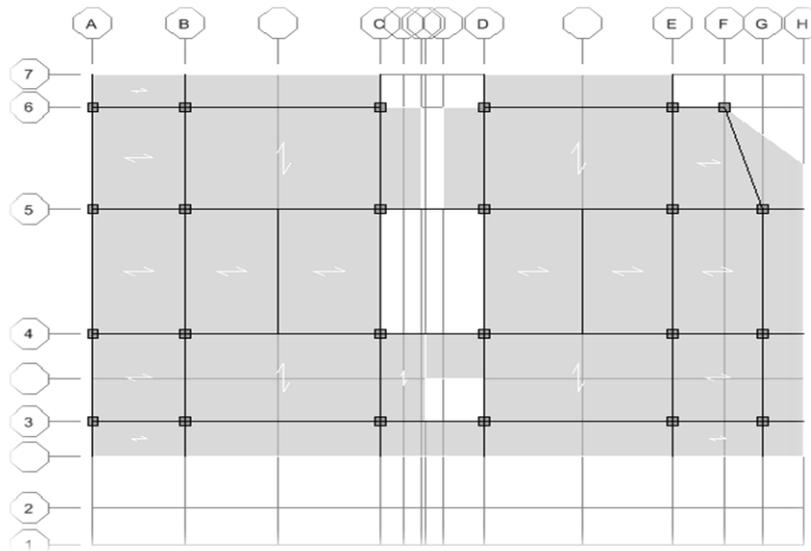


Figure IV. 1: Modélisation de la structure (Vue en Plans)

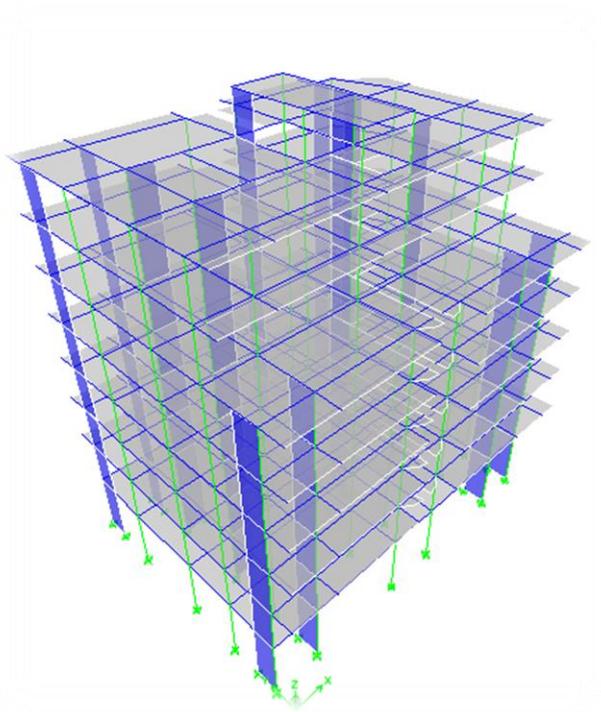


Figure IV. 2: Modélisation de la structure (Vue en 3D)

IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.5.1. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

IV.5.2. Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

III.1.1 Excentricité théorique

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_{CR}|$$

III.1.2 Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0,05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_{acc(x)} = 0,05 L_x$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc(y)} = 0,05 L_y$$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivants :

Tableau IV. 1: l'extranéité.

Story	Masse (ton)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)	observation
RDC	353.8105	10.903	9.612	10.095	10.56	0.808	-0.948	CV
E01	349.8176	10.89	9.517	10.246	10.312	0.644	-0.795	CV
E02	329.3221	10.877	9.456	10.359	10.169	0.518	-0.713	CV
E03	324.349	10.874	9.457	10.446	10.07	0.428	-0.613	CV
E04	320.2718	10.873	9.457	10.506	10.013	0.367	-0.556	CV
E05	310.5987	10.868	9.594	10.541	9.999	0.327	-0.405	CV
E06	264.6152	10.922	10.87	10.593	10.106	0.329	0.764	CV
E07	248.6186	10.943	10.773	10.626	10.312	0.317	0.461	CV

IV.6. Calcul de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

h_N = 28 m

- **C_T**: est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : **C_T = 0,05**

Donc : $T = 0,05 \times (28)^{3/4} = 0,61 \text{ sec}$

On peut également utiliser aussi la formule (4-7 donnée par le RPA99/version2003) suivante pour estimer la valeur de la période fondamentale :

$$T_{x,y} = 0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$$

Avec :

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$DX = 22.45 \text{ m}$$

$$DY = 16.75 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{28}{\sqrt{22.45}} = \mathbf{0,53 \text{ sec}}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{28}{\sqrt{16.75}} = \mathbf{0,61 \text{ sec}}$$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc: $T_x = \min(T, T_x) = \mathbf{0,51 \text{ sec}}$

$$T_y = \min(T, T_y) = \mathbf{0,61 \text{ sec}}$$

IV.7. Nombre de modes à considérer :

- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : T_K \leq 0,20 \text{ sec (article 4.3.4 RPA/2003).}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K.

IV.8. La disposition des voiles :

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix de la disposition des voiles est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et toute en prenant en considération les caractéristiques du site.

La disposition des voiles doit assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et de réalisation facile et assurer le respect de l'architecture de la structure. La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

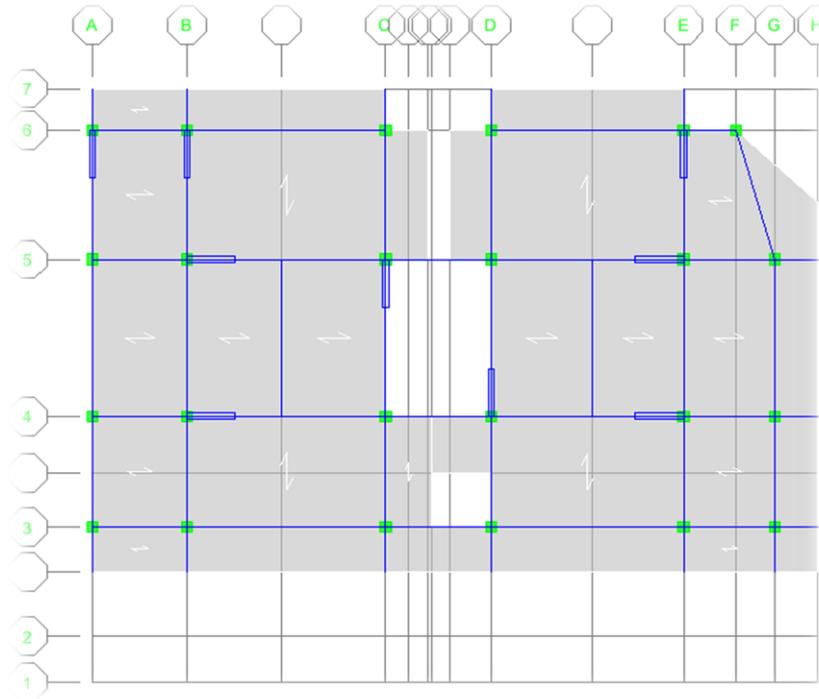


Figure IV. 3: disposition des voiles.

IV.8.1.Caractéristique dynamique de la structure

Tableau IV. 2: Périodes et facteur de participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.798387	75.9706	0.0095	75.9706	0.0095	0.1486
2	0.647842	0.0001	68.2314	75.9707	68.241	6.0769
3	0.614695	0.168	5.8304	76.1387	74.0714	68.1561
4	0.259503	12.7007	0.015	88.8393	74.0864	0.1505
5	0.21489	0.171	6.9609	89.0103	81.0472	5.8232
6	0.201465	0.0791	6.5638	89.0893	87.611	7.1535
7	0.133448	4.8729	0.027	93.9623	87.638	0.4583
8	0.113319	0.2346	2.4672	94.1968	90.1052	3.2746
9	0.113319	0.0549	3.5268	94.2518	93.632	2.4175

❖ **Commentaire**

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.798sec$)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (T_{RPA})

✓ La période fondamentale $T_{dyn} = 0.79sec$

- ✓ La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3T_{RPA}$
⇒ condition vérifiée.
- ✓ **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à 0.0095%
- ✓ **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à 75.97%.
- ✓ **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion (de faible participation massique) avec un coefficient de participation modale égale à 0.168 % selon (x-x) et 5.8304% selon le sens (y-y).

IV.8.2. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

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

Avec : N_d : l'effort normal maximal ; B_c : section du poteau

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau IV. 3: Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	N_d (KN)	ν	Remarque
RDC/1	50x50	1782.42	0,28	Vérifier
2/3^{ème} étage	45x45	940.09	0,0018	Vérifier
4/5^{ème} étage	40x40	619.93	0,0015	Vérifier
6/7^{ème} étage	35x35	416.47	0,0013	Vérifier

IV.8.3. Schéma des modes de vibrations :

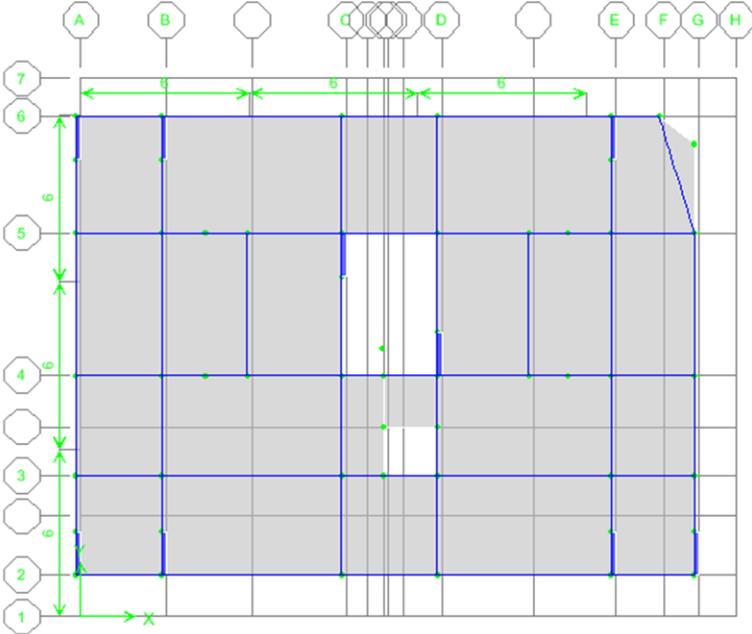


Figure IV. 4: premier mode de vibration translation (x-x)

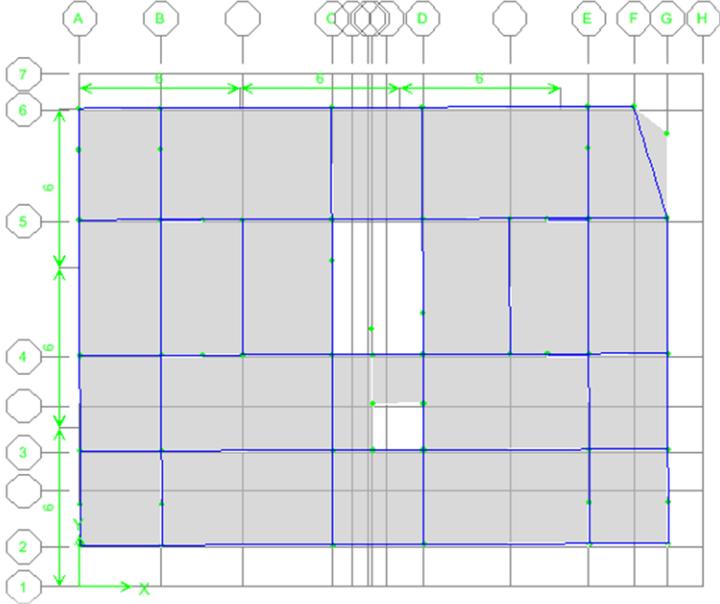


Figure IV. 5: Deuxième mode de vibration translation (y-y)

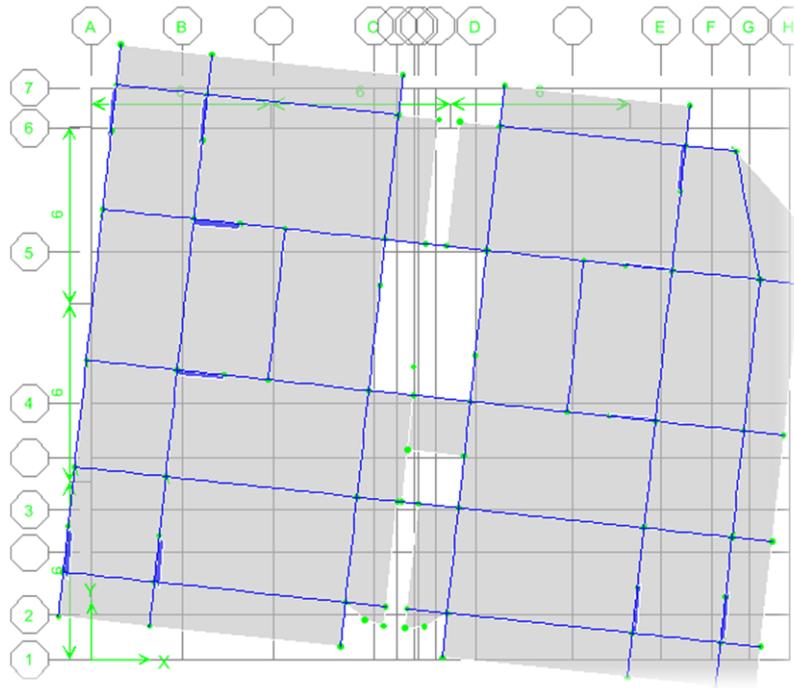


Figure IV. 6: Troisième mode de vibration rotation (z-z)

IV.9. Etude sismique :

IV.9.1. Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.9.2. Justification du système de contreventement

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- ✓ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- ✓ Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.9.2.1. Sous charges horizontales

Tableau IV. 4: Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques

Niv	portiques		voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V _x (kN)	V _y (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)	Sens (xx)	Sens (yy)	Sens (xx)	Sens (yy)
Base	758.62	494.58	1919.585	2443.971	28.34	16.84	71.70	83.20
	6	51	3	8				

III.1.2.1 Sous charges verticales

Tableau IV. 5: Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques

Niv	Charges (kN)		Pourcentages (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
Base	26912.651	13406.946	66.74	33.26

❖ **Commentaire**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le RPA 2003. Donc un coefficient de comportement de **R = 3,5**.

IV.9.3. Méthodes de calcul de l'action sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.9.3.1. La méthode statique équivalente**a) Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation (Art 3.5 RPA) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone IIa.

IV.9.3.2. La méthode modale spectrale**a) Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Conditions d'application

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

IV.9.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

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

IV.9.4. Choix de la méthode de calcul

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.9.5. Méthode d'analyse modale spectrale**IV.9.5.1. Spectre de réponse de calcul**

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

IV.9.5.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse

a) Le coefficient d'accélération de la zone

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas on est dans une Zone de type (IIa) et un Groupe d'usage 2 donc : $A = 0,15$.

b) Le coefficient de comportement global de la structure

Le coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau (4.3) du RPA99, Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau $R = 3,5$.

c) Le facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de "Qualité" q est satisfait ou non.

Tableau IV. 6: Valeur de pénalités

Critère « q »	P _q	
	Sens XX	Sens YY
Condition minimales sur les files de contreventement.	0,05	0,00
Redondance en plan.	0,00	0,05
Régularité en plan.	0,00	0,00
Régularité en élévation.	0,00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
Facteur de qualité (Q)	1,20	1,20

d) La période caractéristique associée à la catégorie du site

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 dans notre cas la structure est construite dans un site meuble (S3) donc :

$$T_1 = 0,15 \quad \text{et} \quad T_2 = 0,50$$

e) Le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.881$$

Avec : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique plus voile donc on prend la moyenne d'après le tableau (4.2) RPA99/2003 donc : ξ (%) = 7 %.

Pour introduire le spectre de réponse dans l'ETABS on utilise l'application RPA qui donne :

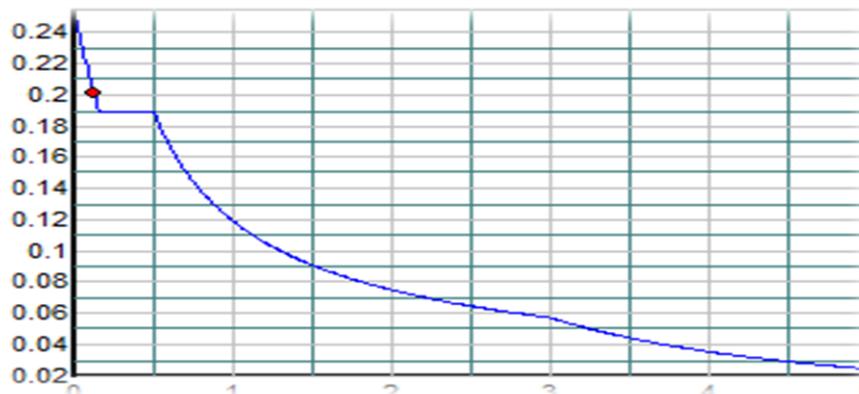


Figure IV. 7: Spectre de réponse de calcul

IV.9.5.3. Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modale à la base.

α_i : coefficient de participation massique.

W : poids total de la structure.

Les résultats obtenus sont résumé dans les tableaux suivants

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau IV. 7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_t (kN)	S_a/g	V_i (kN)
1	0.798387	3	75.9706	24829.212	0.13818901	283499.612
2	0.647842	3	0.0001	24829.212	0.1588436	0.4289465
3	0.614695	3	0.168	24829.212	0.16450383	746.30904
4	0.259503	2	12.7007	24829.212	0.18878571	64748.5701
5	0.21489	2	0.171	24829.212	0.18878571	871.763406
6	0.201465	2	0.0791	24829.212	0.18878571	403.254301
7	0.133448	1	4.8729	24829.212	0.19554051	25731.0583
8	0.113319	1	0.2346	24829.212	0.20375506	1290.83228
9	0.101649	1	0.0549	24829.212	0.20851753	309.135103
10	0.099871	1	0.6926	24829.212	0.20924312	3913.5157
11	0.074085	1	2.2859	24829.212	0.21976626	13565.995
12	0.065143	1	0.1622	24829.212	0.22341545	978.582532

b) Sens transversal (y-y)

Tableau IV. 8: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_t (kN)	S_a/g	V_i (kN)
1	0.798387	3	0.0095	24829.212	0.13818901	2.43714078
2	0.647842	3	68.2314	24829.212	0.1588436	125719305
3	0.614695	3	5.8304	24829.212	0.16450383	917973.424
4	0.259503	2	0.015	24829.212	0.18878571	6.07597425
5	0.21489	2	6.9609	24829.212	0.18878571	1308471.28
6	0.201465	2	6.5638	24829.212	0.18878571	1163440.25
7	0.133448	1	0.027	24829.212	0.19554051	19.6861566
8	0.113319	1	2.4672	24829.212	0.20375506	164377.405
9	0.101649	1	3.5268	24829.212	0.20851753	335888.45

IV.9.5.4. Combinaison des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \text{ avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modale retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modale ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9: Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10/(10+\sqrt{\xi_i \xi_j})$	Vérification
1	0.798387	0.81	0,99	CV
2	0.647842	0.94	0,99	CV
3	0.614695	0.42	0,99	CV
4	0.259503	0.83	0,99	CV
5	0.21489	0.94	0,99	CV
6	0.201465	0.66	0,99	CV
7	0.133448	0.85	0,99	CV
8	0.113319	0.90	0,99	CV
9	0.101649	0.98	0,99	CV

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres donc la réponse totale est donnée par :

$$E_{x,ETABS} = 2904.72 kN$$

$$E_{y,ETABS} = 3045.95 kN$$

Dans ce qui suit, on utilise les valeurs trouvées par ETABS

IV.9.6. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent

La force sismique totale appliquée à la base de bloc doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

D : est le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

On a: $T_2 < T < 3,0 \text{ Seconde}$

$$\text{donc : } D = 2,5 \times 0.881 \times \left(\frac{0,50}{0,61}\right)^{2/3} = 1,93$$

W : poids total de la structure.

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de

la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5) RPA99/2003

dans notre cas $\beta = 0,2$.

La masse totale calculée par ETAPS :

$$W(KN) = 27004.33$$

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0,15 \times 1,93 \times 1,2}{3,5} \times 27004.33 = 2680.3726 kN$$

IV.9.7. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA99/version 2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne :

Tableau IV. 10: Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_t (kN)	V (kN)	V_t / V	Observation
Sens longitudinal (x-x)	2677.11	2680.3726	0.99	Vérifier
Sens transversal (y-y)	2937.37	2680.3726	1	vérifier

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens YY donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\frac{0,8V_{y,sta}}{V_{y,dyn}} = \frac{0,8 \times 2680.3726}{2937.37} = 0.73$$

IV.9.8. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

L'une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Nb : les déplacements sont majorés dans le sens YY car l'effort tranchant à la base obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1,04\delta_{ek}$$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 11: Déplacement inter-étage dans le sens XX

NIV	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Etage-tech	0.02970421	0.10396473	0.00210510 8	0.0252	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
7	0.02910275	0.10185962	0.00944901 6	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
6	0.02640303	0.09241061	0.01155378 8	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
5	0.02310195	0.08085682	0.01259874 1	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
4	0.01950231	0.06825808	0.01470349 1	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
3	0.01530131	0.05355459	0.01540298	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
2	0.01090046	0.03815161	0.01539891 3	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
1	0.00650077	0.02275269	0.01330269 2	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
RDC	0.0027	0.00945	0.00945	0.0408	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$

Tableau IV. 12: Déplacement inter-étage dans le sens YY

NIV	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Etage-tech	0.0234076 9	0.0819269 2	0.0052641 3	0.025	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
7	0.0219036 5	0.0766627 8	0.0080485	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
6	0.0196040 8	0.0686142 8	0.0094477 2	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
5	0.0169047 3	0.0591665 7	0.0105052 4	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
4	0.0139032 4	0.0486613 3	0.0111966 1	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
3	0.0107042	0.0374647 2	0.0112053 9	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
2	0.0075026 7	0.0262593 3	0.0108553 5	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
1	0.0044011 4	0.0154039 8	0.0094436 9	0.0306	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$
RDC	0.0017029 4	0.0059602 9	0.0059602 9	0.0408	$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$

❖ Conclusion

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art (5.10) du le RPA99/2003 est vérifiée.

III.1.3 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0,07TVSiT > 0,7Sec \\ 0 & SiT \leq 0,7Sec \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T = 0.61 < 0,7$ Sec donc :

$$F_{tX} = 0$$

$$F_{tY} = 0$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13: Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

NIV	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$ (kN)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$V_{y,dyn}$ (kN)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)
Etage tech	28	290.44368 9	2677.11	2588.57	2937.37	0.32
NIV07	25.5	2438.9484 7	2677.11	0	2937.37	2671.73
NIV06	22.4	2595.8751 1	2677.11	6.8	2937.37	236.14
NIV05	19.38	3046.9732 5	2677.11	589.69	2937.37	0.7
NIV04	16.32	3141.8663 6	2677.11	7.94	2937.37	323.19
NIV03	13.26	3181.8636 9	2677.11	3.67	2937.37	304.75
NIV02	10.2	3230.6498	2677.11	236.89	2937.37	1.31
NIV01	7.14	3431.7106 6	2677.11	12.03	2937.37	126.49
NIV RDC	4.08	3470.8810 1	2677.11	2.9	2937.37	186.24

IV.9.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de 2° ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaites est à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus

du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

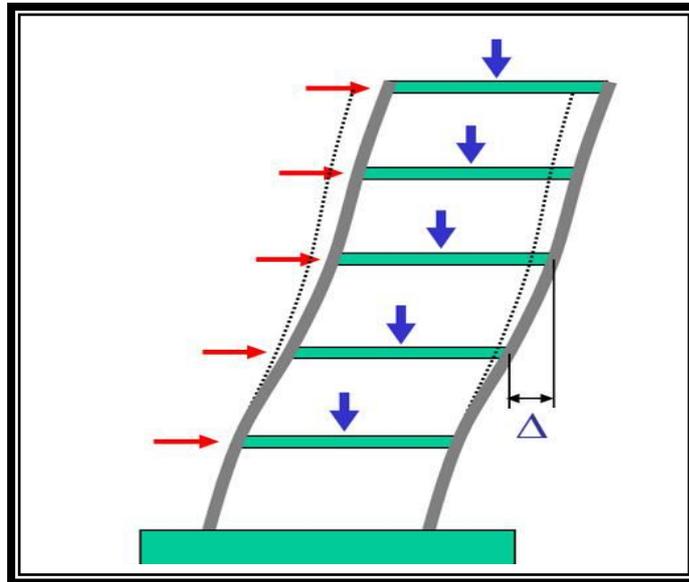


Figure IV. 8: Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

Tableau IV. 14: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens XX

Story	Diaphragm	MassX	PK	Δk	Vk	hk	θ
Etage tech	D9	29.6069	290.443689	0.00526413	92.3517883	2.5	0.00662222
7	D8	248.6186	2438.94847	0.0080485	624.059717	3.06	0.01027945
6	D7	264.6152	2595.87511	0.00944772	1064.099	3.06	0.00753195
5	D6	310.5987	3046.97325	0.01050524	1491.08092	3.06	0.00701539
4	D5	320.2718	3141.86636	0.01119661	1858.6273	3.06	0.0061853
3	D4	324.349	3181.86369	0.01120539	2163.51927	3.06	0.0053855
2	D3	329.3221	3230.6498	0.01085535	2406.32732	3.06	0.00476275
1	D2	349.8176	3431.71066	0.00944369	2585.02636	3.06	0.004097
RDC	D1	353.8105	3470.88101	0.00596029	2678.05425	4.08	0.00189333

Tableau IV. 15: Vérification de l'effet P-Δ dans le sens YY

Story	Diaphragm	MassY	PK	Δk	Vk	hk	θ
ETAGE -TECH	D9	29.6069	290.443689	0.00526413	92.9194544	2.5	0.00658176
7	D8	248.6186	2438.94847	0.0080485	690.18754	3.06	0.00929456
6	D7	264.6152	2595.87511	0.00944772	1184.05325	3.06	0.0067689
5	D6	310.5987	3046.97325	0.01050524	1663.23672	3.06	0.00628925
4	D5	320.2718	3141.86636	0.01119661	2080.7375	3.06	0.00552504
3	D4	324.349	3181.86369	0.01120539	2415.39463	3.06	0.00482391
2	D3	329.3221	3230.6498	0.01085535	2671.19422	3.06	0.00429049
1	D2	349.8176	3431.71066	0.00944369	2853.85949	3.06	0.00371106
RDC	D1	353.8105	3470.88101	0.00596029	2938.23062	4.08	0.00172568

❖ **Conclusion** : θ_x et θ_y sont inférieure à 0,1 donc l'effet du 2° ordre est négligeable.

IV.9.11. Vérification vis-à-vis du renversement

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1,5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison $0,8G \pm E$. En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui à tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

Donc :

$$M_{\text{Stabilisateur}} = 0,8W \times b$$

b : La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité.

W : Le poids total de la structure dus aux charges permanentes seulement.

V_i : L'effort sismique de chaque niveau

H : La hauteur de l'étage considérée

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 16: Moment de renversement

<i>niv</i>	W_i (t)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	F_x (t.m)	F_y (t.m)	Mrev(xx)	Mrev(yy)	mrésit/ Mrenv(x-x)	mrésit/Mrenv (y-y)
ET	366.28	28	10255.84	97.9	98.7	2741.2	2763.6	3.74	3.74
7	3100.97	25.5	79074.735	666.49	738.56	16995.495	18833.28	4.65	4.19
6	5835.65	22.44	130951.986	1138.2	1269.6	25541.208	28489.824	5.12	4.59
5	9182.71	19.38	177960.92	1594.52	1783.82	30901.7976	34570.4316	5.75	5.14
4	12529.77	16.32	204485.846	1987.44	2231.26	32435.0208	36414.1632	6.30	5.61
3	15974.37	13.26	211820.146	2313.47	2590.48	30676.6122	34349.7648	6.90	6.16
2	19418.97	10.2	198073.494	2573.37	2865.29	26248.374	29225.958	7.54	6.777313989
1	23143.07	7.14	165241.52	2764.77	3060.85	19740.4578	21854.469	8.37	7.560994495
RD C	27004.33	4.08	110177.666	2863.69	3150.58	11683.8552	12854.3664	9.42	8.571224981

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} \geq 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} \geq 1,5$$

❖ **Conclusion**

La condition est vérifiée dans les deux sens donc l'ouvrage est stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

CHAPITRE V
Etude des éléments
principaux

V.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

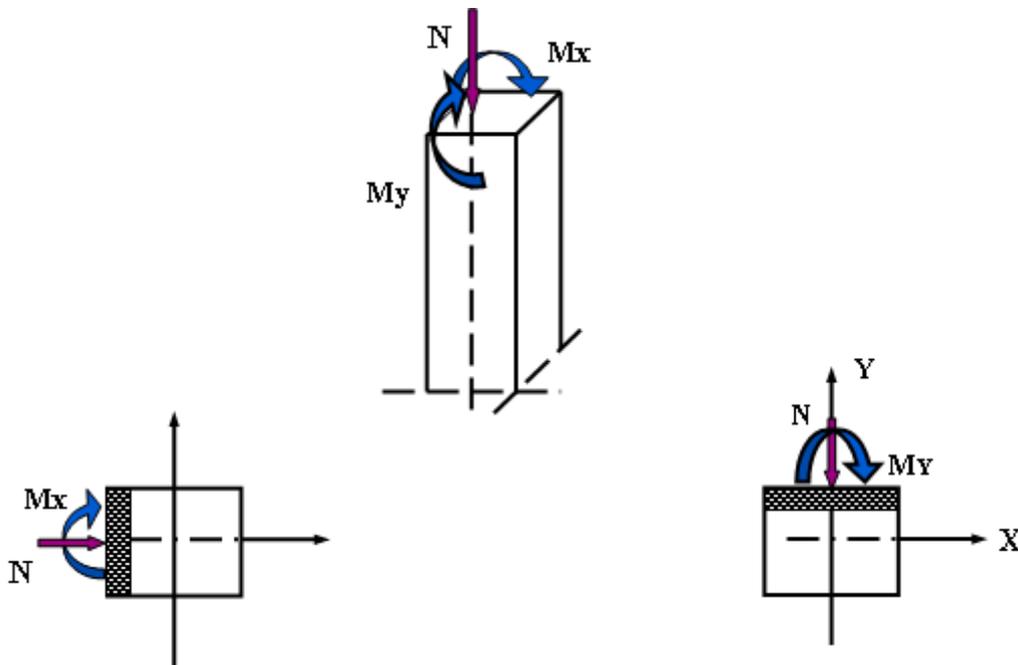
Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1.1. Ferrailage poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations et le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l'excentricité de l'effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l'action horizontale.



Une section soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- ✓ Une section en compression centrée **CC**.
- ✓ Une section entièrement tendue **ET**
- ✓ Une section entièrement comprimée **EC**.

- ✓ Une section partiellement comprimée **PC**.

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V. 1: caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les différentes situations

Situation	Béton				Acier		
	θ	γ_b	$f_{c28} (MPa)$	f_{bu}	γ_s	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Durable	1	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1	1,15	25	18,48	1	400	400

V.1.2. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91/99 :
 - ✓ ELU : $1,35G + 1,5Q$ (situation durable)
 - ✓ ELS : $G + Q$ (situation durable)
- Selon RPA99/2003 :
 - ✓ $G + Q \pm E$ (situation accidentelle)
 - ✓ $0,8G \pm E$ (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

N_{max} et M correspondant.

N_{min} et M correspondant.

M_{max} et N correspondant

V.1.3. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone 1** : RDC et 1^{er} étage pour les poteaux de dimensions **(50X50)**
- **Zone 2** : 2^{eme} et 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(45X45)**

- **Zone 3** : 4^{ème} et 5^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (40X40)
- **Zone 4** : 6^{ème} et 7^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (35X35)

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a) *Situation accidentelle*

Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux en situation accidentelle

Zones	N, M	Section (cm ²)	N (KN)	M3 (KN.m)	A3 (cm ²)
Zone 04	N _{max} M _{corr}	35×35	-352.14	23.735	0
	N _{min} M _{corr}		-11.83	-1.059	0,24
	M _{3max} N _{corr}		-303.12	-28.298	0
Zone 03	N _{max} M _{corr}	40×40	-563.82	31.774	0
	N _{min} M _{corr}		-24.97	-1.381	0,41
	M _{3max} N _{corr}		-371.64	-44.206	0
Zone 02	N _{max} M _{corr}	45×45	-795.95	32.986	0
	N _{min} M _{corr}		-92.64	-1.464	1,25

	$M_{3max}N_{corr}$		-544.89	-46.48	0
Zone 01	$N_{max}M_{corr}$	50×50	-1116.52	13.519	0
	$N_{min}M_{corr}$		-177.33	-0.784	2,26
	$M_{3max}N_{corr}$		-778.67	-53.088	0

b) *Situation durable*

Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux en situation durable

Zones	N, M	Section (cm ²)	N (KN)	M3 (KN.m)	A3 (cm ²)
Zone 04	$N_{max}M_{corr}$	35×35	-486.65	32.639	0
	$N_{min}M_{corr}$		2.56	-0.399	0
	$M_{3max}N_{corr}$		-419.96	-39.005	0
Zone 03	$N_{max}M_{corr}$	40×40	-778.3	43.686	0
	$N_{min}M_{corr}$		-6.9	-0.261	0,12
	$M_{3max}N_{corr}$		-513.39	-60.938	0
Zone 02	$N_{max}M_{corr}$	45×45	-1098.12	45.447	0
	$N_{min}M_{corr}$		-26.13	-0.276	0,4
	$M_{3max}N_{corr}$		-750.34	-64.061	0

Zone 01	$N_{\max}M_{\text{corr}}$	50×50	-1537.84	18.643	0
	$N_{\min}M_{\text{corr}}$		-47.43	0.27	0,7
	$M_{3\max}N_{\text{corr}}$		-1070.79	-73.177	0

Nb : pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales de A_3 et A_2 dans chaque zone.

V.1.4. Calcul des armatures longitudinales

III.1.3.1 Ferrailage minimum d’après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} d \cdot b \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

III.1.3.2 Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b×h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

III.1.3.3 Recommandations selon RPA99/2003

D’après RPA99/2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet :

✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0,8%**(zone IIa).

✓ Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

A_s : section d'acier et B : section du béton

✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.

- ✓ La longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ .
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau V. 4: Armatures maximales et minimales pour chaque zone

Zones	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	50*50	5	125	2.72	20	75	150
Zone 2	45*45	4.05	101.25	2.20	16.2	60.75	121.5
Zone 3	40*40	4	80	1.74	12.8	48	96
Zone 4	35*35	4	61.25	1.33	9.8	36.75	73.5

III.1.3.4 Exemple de calcul

Soient un poteau de (40x40) cm² (Situation durable) :

$$f_{bu}=14,17 \text{ Mpa.} \left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm} \\ L=3.06\text{m.} \end{array} \right.$$

$$M_{3\max} = 60.938$$

$$\text{kN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -513.39\text{kN}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60.938}{513.39} = 0.12\text{m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,12 + \left(0,36 - \frac{0,4}{2} \right) = 0,28 \text{ m}$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures

$$M_A = N \times e_A = 143.75\text{KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0,8h}{d} \left(1 - \frac{0,4h}{d} \right) = 0,494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{143.75 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,195$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ *Section partiellement comprimée*

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

✓ *Calcul des aciers en flexion simple*

On a : $f_e E400$ donc : $\mu_l = 0,392$

$$\mu_{bu} = 0,195$$

$$\mu_{bu} = 0,195 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ($A_s' = 0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.273$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,27 \times 36 \times 40 \times 14,17}{348} = 12.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.66 \text{ cm}^2$$

✓ *En flexion composée les armatures réelles sont*

$$A_1 = A_s' = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{f_{su}} = 12.66 - \frac{513.39 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -2,09 \text{ cm}^2$$

✓ *Conclusion*

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}; A_{CNF}; A_{\min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	combinaison	A _{CAL} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	Choix de ferrailage	Aadoptée (cm ²)
Zone 1	50*50	durable	0.7	2.72	20	12HA16	24.13
		accidentelle	2.26				
Zone 2	45*45	durable	0.4	2.20	16.2	12HA14	18.47
		accidentelle	1.25				
Zone 3	40*40	durable	0.12	1.74	12.8	12HA14	18.47
		accidentelle	0,41				
Zone 4	35*35	durable	00	1.33	9.8	8HA14	12.32
		accidentelle	0,24				

III.1.3.5 Longueur de recouvrement

Selon le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement en zone II_a est de :

$$L_r = 40\phi.$$

Pour :

$$HA16 \dots \dots \dots L_r = 64 \text{ cm.}$$

$$HA14 \dots \dots \dots L_r = 56 \text{ cm.}$$

V.1.5. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{hf_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul

h : hauteur de la section

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

t : l'espacement des cadres

✓ **Détermination des espacements des cadres**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et **15cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec : "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la 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 minimum de 10 ϕ_t .

a) 1^{ère} Zone (RDC/1ETAGE)

✓ *Zone courante*

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,08}{0.50} = 5.712$$

$\lambda_g \geq 5$ donc $\rho_a = 2,5$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

$$A_t = \frac{10 \times 2,5 \times 34.24 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} = 0.428 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4 $\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

On a : $\lambda_g = 5.712 > 5$

Donc par interpolation on trouve : $\frac{A_t}{t.b_1} > 0,3\%$

$$\frac{2.01}{10 \times 50} = 0,4\% > 0,3\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 5.712 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2,5$$

$$VU = 34,24Kn.m$$

$$A_t = \frac{8 \times 2.5 \times 34,24 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4Ø8 = 2.01cm²

La quantité d'armatures transversales minimale :

On a : $\lambda_g = 5.712 > 5$

Donc par interpolation on trouve : $\frac{A_t}{tb_1} > 0,3\%$

$$\frac{2.1}{8 \times 50} = 0.5\% > 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8 \text{ mm}$.

✓ **Conclusion**

Tableau V. 6: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St (courante)cm	St (nodale)cm
Zone 1	50×50	4Ø8	4Ø8	10	8
Zone 2	45×45	4Ø8	4Ø8	10	8
Zone 3	40×40	4Ø8	4Ø8	10	8
Zone 4	35×35	4Ø8	4Ø8	10	8

V.1.6. Vérification des poteaux à l'ELU

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4.35 \text{ MPa} (\text{Situation Accidentelle})$

Tableau V. 7: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
50×50	34.24	0.015	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
45×45	31.5	0.017	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
40×40	30.32	0.021	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
35×35	19.3	0.017	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

V.1.7. Vérification des poteaux à l'ELS

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

- a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

- b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

- c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

- d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G)}{I} \text{ Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les combinaisons les plus défavorables.

Tableau V. 8: Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

	$N_{ser}(kN)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
50×50	-407.11	-20.123	1.39	1.44	15	CV
45×45	-314.56	-17.498	1.32	1.4	15	CV
40×40	-228.53	-16.794	8.5	1.67	15	CV
35×35	-150.12	-10.701	6.4	5.89	15	CV

V.1.8. Justification à l'effort normal ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est:

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

N_b : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

✓ **Calcul de α**

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

✓ **Calcul de λ**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } L_f = k \times h_0$$

λ : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{0,50 \times 0,50^3}{12} = 0,0052m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0052}{0,25}} = 0,144 m.$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 4,08}{0,144} = 19,83 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,798$$

✓ Calcul de B_r

$$B_r = (a - C)(b - C') = (0,50 - 0,02)^2 = 0,2304m^2$$

✓ Calcul de N_u

$$N_u = 7038.12 kN$$

Nultime = 7038.12 > Nmax obtenue par etaps = 1537.84kn ⇒ **Condition vérifiée.**

V.1.9. Schémas de ferrailage des poteaux

RDC et 1 er étage (12HA16)

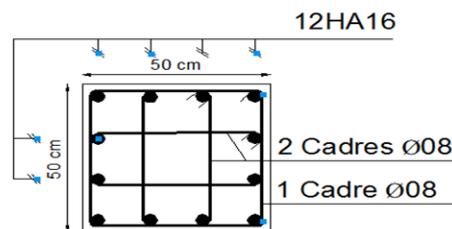


Figure V. 1: ferrailage du poteau (50*50) en zone 1.

2ème et 3 ème étage (12HA14)

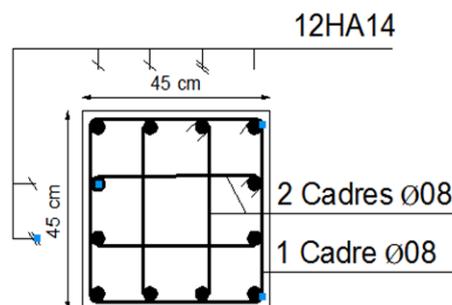


Figure V. 2: ferrailage du poteau (45*45) en zone numéro 2 .

4 ème et 5 ème étage (12HA14)

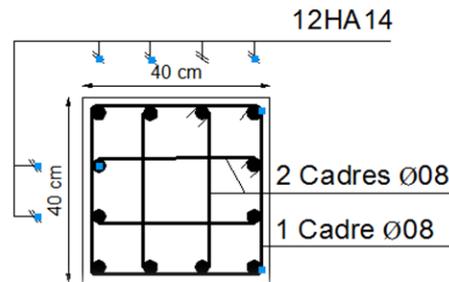


Figure V. 3: ferrailage du poteau (40*40) en zone 3 .

6 ème et 7 ème étage (8HA14)

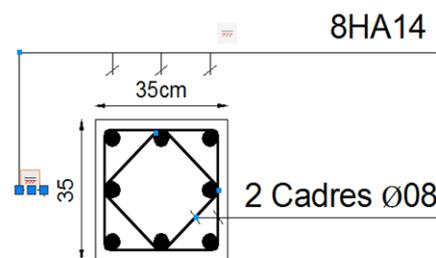


Figure V. 4: ferrailage du poteau (35*35) en zone 4 .

V.2. Ferrailage des poutres**V.2.1. Introduction**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

V.2.2. Recommandations du RPA99 version 2003**a) Armatures longitudinales**

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Les combinaisons de calcul

- ✓ $1,35 G + 1,5 Q$ selon BAEL91/99/
- ✓ $G + Q$ selon BAEL91/99
- ✓ $G + Q \pm E$ selon RPA99/2003
- ✓ $0,8 G \pm E$ selon RPA99/2003

NB : Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.2.4. Ferrailage longitudinal des poutres

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

III.1.3.6 Ferraillage des poutres principales

Tableau V. 9: Ferraillage poutres principales

Poutre	M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	A _{min} (cm ²)	A _{max} cm ²	A _{adopté} (cm ²)	
PP1 (30×50)	Sur appuis	Sup	- 90.386	5,01	5T14	7,5	60	7.70
		Inf	61.375	3,35	5T14	7.5	60	7.70
	En travée		- 124.27 3	7	5T14	7,5	60	7.70
PP2 (30×45)	Sur appuis	Sup	- 75.519	4,15	3T14+2T12	6.75	54	6.88
		Inf	56.742	3,09	3T14+2T12	6.75	54	6.88
	En travée		- 104.27 1	6,59	3T14+2T12	6.75	54	6.88

III.1.3.7 Ferraillage des poutres secondaires

Tableau V. 10: Ferraillage poutres secondaires

Poutre	M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	A _{min} (cm ²)	A _{max} cm ²	A _{adopté} (cm ²)	
PS (30×40)	Sur appuis	Sup	- 20.405	1.4	3T14+2T12	6	48	6.88
		Inf	7.778	0.53	3T14+2T12	6	48	6.88
	En travée		- 28.052	1.51	3T14+2T12	6	48	6.88

III.1.3.8 Exemple de calcul des armatures longitudinales

On va prendre comme exemple de calcul les poutres PS1 du Sous-sol jusqu'au 2^{ème} étage.

a) En travée : (sous la combinaison 1,35G + 1,5Q)

On a : $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$

$M_{tu} = 124.273 \text{ kN.m}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{124.273 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 14,17} = 0,144$$

$$\mu_u = 0,144 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ($A_s' = 0$)

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,144}) = 0,195$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 450(1 - 0,4 \times 0,195) = 414,9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{124.273 \times 10^6}{414,9 \times 348} = 8,60 \text{ cm}^2$$

b) En appuis « nappe supérieur » : (sous la combinaison 0,8G ± E)

On a : $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$

$M_{a,sup} = -90.386 \text{ kN.m}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{90.386 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 18,48} = 0,0805$$

$$\mu_u = 0,111 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ($A_s' = 0$)

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0805}) = 0,105$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 320(1 - 0,4 \times 0,147) = 431.1 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{90.386 \times 10^6}{431.1 \times 400} = 5.24 \text{ cm}^2$$

c) **En appuis « nappe inférieure »** (sous la combinaison $G + Q \pm E$)

$$\text{On a : } \theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$M_{a,inf} = 61.375 \text{ kN.m} ; \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{61.375 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 18,48} = 0.0546$$

$$\mu_u = 0,054 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendus ($A_s' = 0$)

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,069$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 450(1 - 0,4 \times 0,069) = 437.58 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{61.375 \times 10^6}{437.58 \times 400} = 3.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée en appuis « nappe inférieure ».}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s\text{ RPA}_{\max}} = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

✓ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\varnothing$$

Pour : HA16..... $L_r = 64\text{cm}$.

Pour : HA14..... $L_r = 56\text{cm}$.

V.2.5. Calcul des armatures transversales

✓ **Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4)**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales : $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm})$.

Donc: $S_t \leq \min(40,5 ; 40\text{cm}) = 40$ on adopte un espacement $\Rightarrow S_t = 25\text{cm}$.

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2.$$

Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{l,\min} \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1,4 \text{ cm}.$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

✓ **Selon le RPA99/version 2003**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\varnothing_t) = 12,5 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 25\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale $\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante $\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

On aura alors : $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : $4\text{Ø}8 \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 ».

V.2.6. Vérification au cisaillement

La contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$

La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

Tableau V. 11: Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	V _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
PP1 (30×50)	137.95	1.02	3,33	CV
PP2 (30×45)	-106.71	0.87	3,33	CV
PS1 (30×40)	-22.58	0.20	3,33	CV

V.2.7. Vérification de La flèche (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \dots\dots\dots \text{CPV}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Calcul de la flèche :

$h_t = 50\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$; $d = 45\text{cm}$; $L = 6.40\text{m}$; $A_s = 7.7\text{cm}^2$

$M_{T, ser} = 31.42\text{kN.m}$; $M_{0, ser} = 22.66 \text{ KN.m}$; $f_e = 400\text{MPa}$

$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00\text{m}$$

$$L = 6.40\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{640}{500} = 1.28\text{cm}$$

-Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{30 \times 50^3}{12} + 15 \left[7.7 \times \left(\frac{50}{2} - 40.5 \right)^2 \right] = 310709 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.7}{30 \times 45} = 0.0057$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0057 \times (2 + 3 \times 1)} = \mathbf{3.68}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i$$

✓ **Calcul des moments :**

a) Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g)

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5.74 \times 6.4^2}{8} = 29.38 \text{ KN.m}$$

b) Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{4.16 \times 6.4^2}{8} = 21.29 \text{ KN.m}$$

c) Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 31.42 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$* \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 29.38}{310709} (45 - 3.88) \Rightarrow \sigma_{sg} = 58.32 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 21.29}{310709} (45 - 3.88) \Rightarrow \sigma_{sj} = 42.26 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 31.42}{310709} (45 - 3.88) \Rightarrow \sigma_{sp} = 62.37 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des paramètres (μ) :

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 58.32 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.071$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 42.26 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.19$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 62.37 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.043$$

✓ Calcul de l'inertie fissurée :

$$* I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 310709}{1 + 0.4 \times 3.68 \times 0.071} \Rightarrow I_{fv}^g = 309439.7345 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 310709}{1 + 3.68 \times 0.15} \Rightarrow I_{fi}^g = 270978.609 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 310709}{1 + 3.68 \times 0.19} \Rightarrow I_{fi}^j = 201141.6549 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 310709}{1 + 3.68 \times 0.043} \Rightarrow I_{fi}^p = 295085.5609 \text{cm}^4$$

✓ Calcul des flèches :

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{29.38 \times 604^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 309439.7345} \Rightarrow f_{gv} = 0.32 \text{cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{29.38 \times 604^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 270978.609} \Rightarrow f_{gi} = 0.12 \text{cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{31.42 \times 604^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 201141.6549} \Rightarrow f_{ji} = 0.18 \text{cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{31.42 \times 604^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 295085.5609} \Rightarrow f_{pi} = 0.12 \text{cm}$$

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

$$\Delta f_t = (0.32 - 0.18 + 0.12 - 0.12) = 0.14 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = 0.14 \text{cm} < \bar{f} = 1.28 \text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.2.8. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Où : A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

n : 15 coefficient d'équivalence.

Les résultats de cette vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

a) Poutres principales

Tableau V. 12: Vérification des poutres principales à l'ELS

Poutre		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
PP1 (30×50)	Sur appuis	-90.386	7.70	3.88	195877.7939	1.79
	En travée	124.273	7.70	3.88	195877.7939	2.46
PP2 (30×45)	Sur appuis	-75.519	6.88	0.81	181952.014	0.33
	En travée	104.271	6.88	0.81	181952.014	0.46

✓ **Conclusion :** On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

b) Poutres secondaires

Tableau V. 13: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Poutre		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
PS(30×40)	Sur appuis	-20.405	6.88	0.80	133752.32	0.12
	En travée	-28.052	6.88	0.80	133752.32	0.167

Conclusion : On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible

PP (30*50) En appuis

PP (30*50) En travée

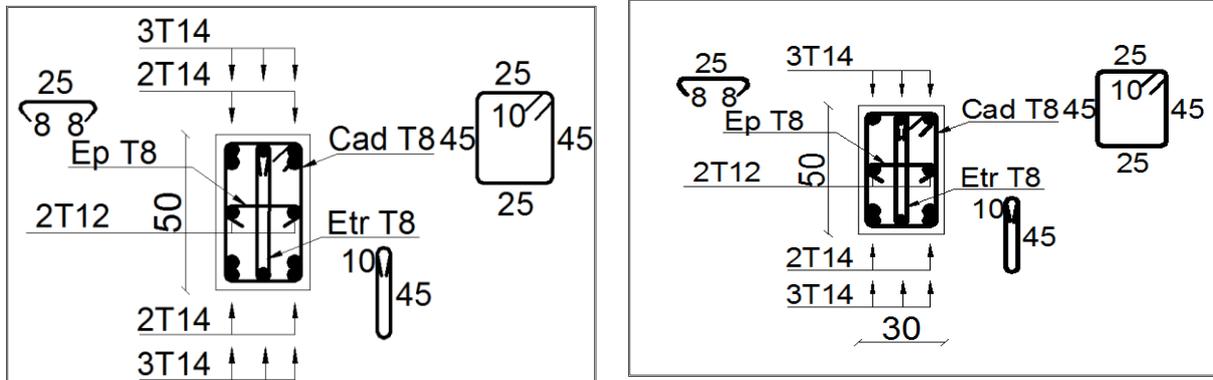


Figure V. 5: ferrailage des poutres principales type 01

PP(30*45) En appuis

PP(30*45) En travée

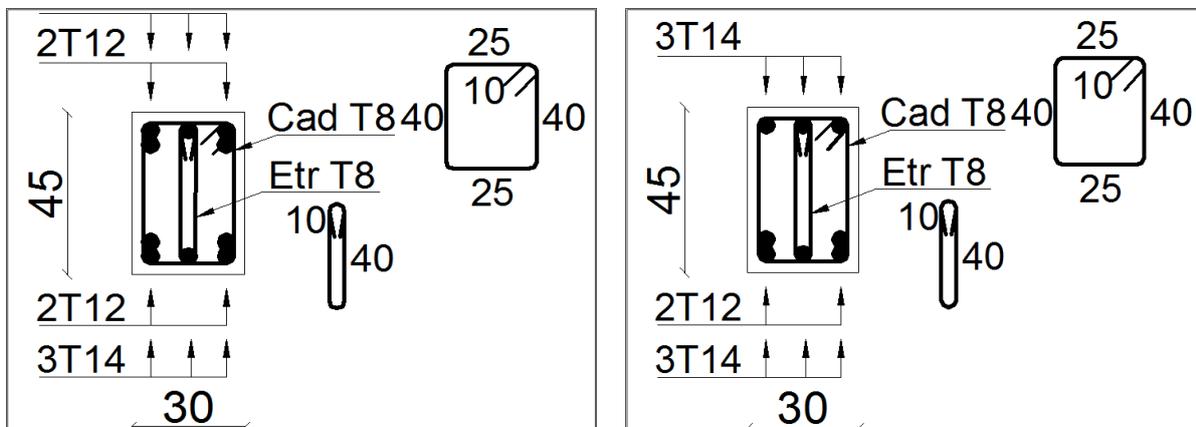


Figure V. 6: ferrailage des poutres principales type 02

PS(30*40) en appuis

PS(30*40) en travée

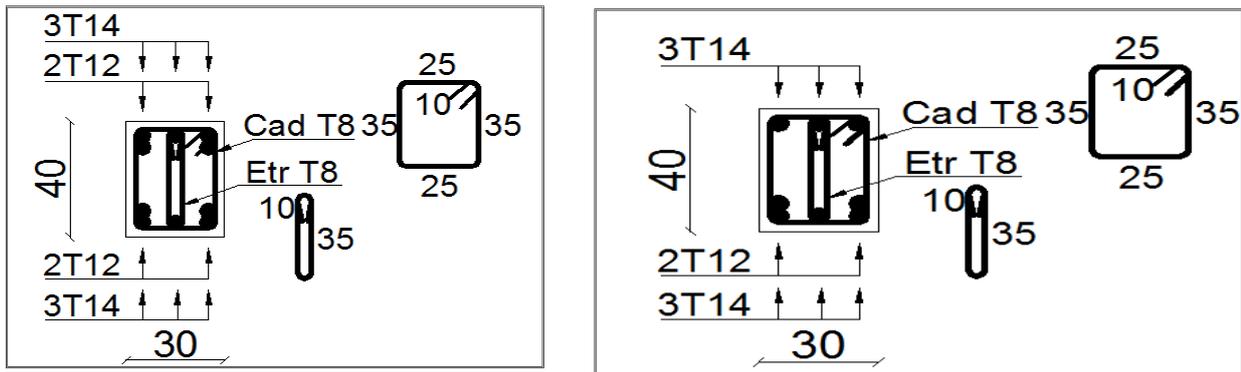


Figure V. 7: ferrailage des poutres secondaire

V.3. Ferrailage des voiles

V.3.1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend un seul type de voile, on a $L = 1.55\text{m}$;

que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- ✓ **Zone I** : RDC+1^{er} étage.
- ✓ **Zone II** : 2, 3^{ème} étage.
- ✓ **Zone III** : 4, 5, 6^{ème} étage.
- ✓ **Zone IV** : 6 et 7^{ème} étage.

V.3.2. Recommandations du RPA99/2003

a) Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

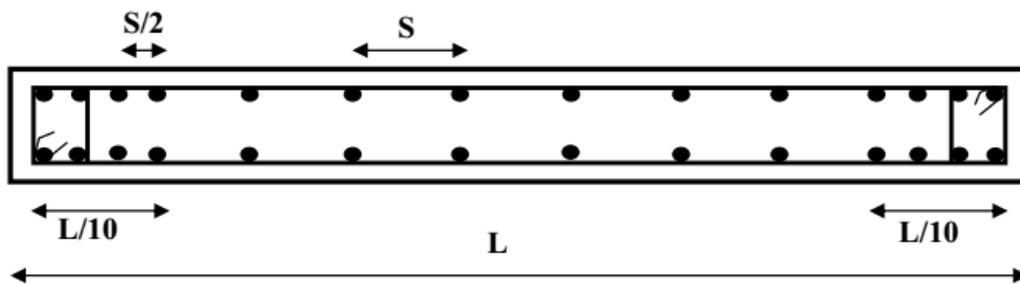


Figure V. 8: Disposition des armatures verticales dans le voile

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 e$
 - $S \leq 30 \text{ cm}$
 e : épaisseur du voile
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **400** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- **200** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } T = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.3. Combinaisons de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dess

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right.$$

V.3.4. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2. $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3. M_{max}, N_{corr}

III.1.3.9 Présentation de la méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas**1^{er} cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/fe$$

- ✓ Si $A_v < A_{min}$, on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

III.1.3.10 Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (; Zone I) de ($L = 1.55$ m; $e = 20$ cm).

✓ Détermination des sollicitations

$$N_{min} = -209.41 \text{ kN}$$

$$M_{cor} = 1393.534 \text{ kN.m}$$

$$V = 443.94 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0.31 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.06206 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 0.775 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-209.41}{0.31} + \frac{1393.53 \times 0.775}{0.06206} = +16726.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-209.41}{0.31} - \frac{1393.53 \times 0.775}{0.06206} = -18077.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = +16726.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -18077.80 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{La section est partiellement tendue.}$$

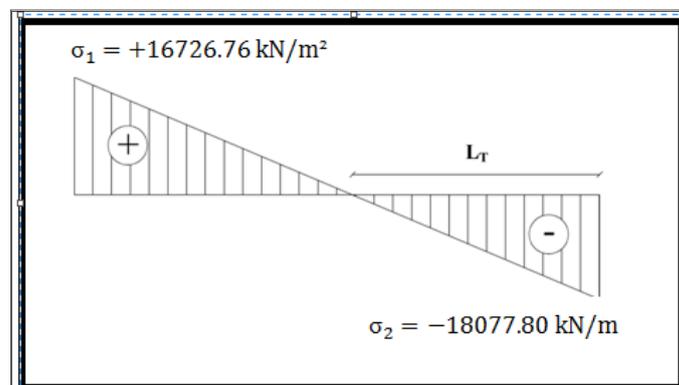


Figure V. 9: Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{18077.80}{18077.80 + 16726.76} \times 1.55 = 0.80 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{18077.80}{2} \times 0,2 \times 0.80 = 1446.224 \text{ kN}$$

✓ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1446.224 \times 10}{400} = 36.1556 \text{ cm}^2$$

$$A_v/\text{Face} = 36.1556/2 = 18.07 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \max\left(0,2\% e L_T; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(3.3 ; 16.27) = 16.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{Face} = 16.27/2 = 8.135 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 443.94 \times 10}{400} = 17.09 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc : } A_{SV} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = \frac{36.15}{\text{face}} \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 4HA14 (A_s=6.16 cm²)**

En zone courante : **Soit 11HA14 (A_s=16.93 cm²)**

Donc A_s adopté : **A_s= 23.09**

✓ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } S_{tc} = 12 \text{ cm}$$

En zone d'about : $\frac{L}{10} = \frac{155}{10} = 15.5 \text{ cm}$ Avec : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

✓ **Armatures horizontales**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{23.09}{4} = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0,15 \% B = 0,0015 \times 20 \times 155 = 4.65 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15 \% B\right) = 5,77 \text{ cm}^2$$

Soit 12HA8=6.03 cm² 6HA8=3.015 cm²/nappe

✓ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4Ø8.

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 443,94 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 1,55} = 2,22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{443,94 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 1,55} = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **condition vérifiée**

✓ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{595,49 \times 10^{-3}}{0,31 + (15 \times 46,18 \times 10^{-4})} = 1,51 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après

Tableau V. 14: Ferrailage verticale du voile

Z o n e	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	A _v (c m ²)
Zone 1	N ^{min}	-209.41	1393.53 4	16725.532 8	-18076.565	SPT	0.745	0.805	1455.32	36. 38
	N ^{max}	2804.1	- 1417.63 6	26747.42	-8656.45	SPT	1.17	0.38	328.06	8.2 0
	M ^{max}	212.39	1424.66 4	18474.9	-17104.64	SPT	0.805	0.745	1274.56	31. 86
Zone 2	N ^{min}	-60.06	216.634	2898.80	-2511.31	SPT	0.831	0.719	180.68	4.5 1
	N ^{max}	1092.75	485.776	9590.88	- 2540.88137	SPT	1.225	0.325	82.485	2.0 6
	M ^{max}	657.27	506.75	8448.01	-4207.57	SPT	1.035	0.515	216.825	5.4 2
Zone 3	N ^{min}	-70.62	189.197	2134.70	-2590.30	SPT	0.7	0.85	220.106	5.5 0
	N ^{max}	815.26	309.976	6500.54	-1240.79	SPT	1.302	0.248	30.82	3.2 4
	M ^{max}	730.68	424.442	7657.04	-2942.9719	SPT	1.12	0.430	126.647	3.1 6
Zone 4	N ^{min}	59	85.767	1261.29	-880.649	SPT	0.913	0.637	56.121	1.4 0
	N ^{max}	458.92	225.285	4380.62	-1245.64	SPT	1.207	0.343	42.74	1.0 6
	M ^{max}	348.317	186.15	3448.06	-1200.85	SPT	1.15	0.40	48.079	1.2 0

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau V. 15: Choix des barres du voile

Choix des barres / nappe											
Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
1	36.38	16.27 5	36.38	11T14	12	2T14	10	5.77	6.03	12T8	15
2	31.86	16.27 5	31.86	11T14	12	2T14	10	5.77	6.03	12T8	15
3	5.42	16.27 5	16.27	11T12	12	2T12	10	3.675	6.03	12T8	15
4	1.40	16.27 5	16.27	11T10	12	2T12	10	2.55	6.03	12T8	15

V.3.5. Vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Tableau V. 16: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Voile	Zone	V	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
			τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
(0.20*1.55)	1	443.94	2.22	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.59	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	595.49	1.51	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	289.76	1.45	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.03	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	276.31	0.81	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	234.45	1.21	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.84	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	200.53	0.60	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	4	172.29	0.86	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.62	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	104.15	0.31	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

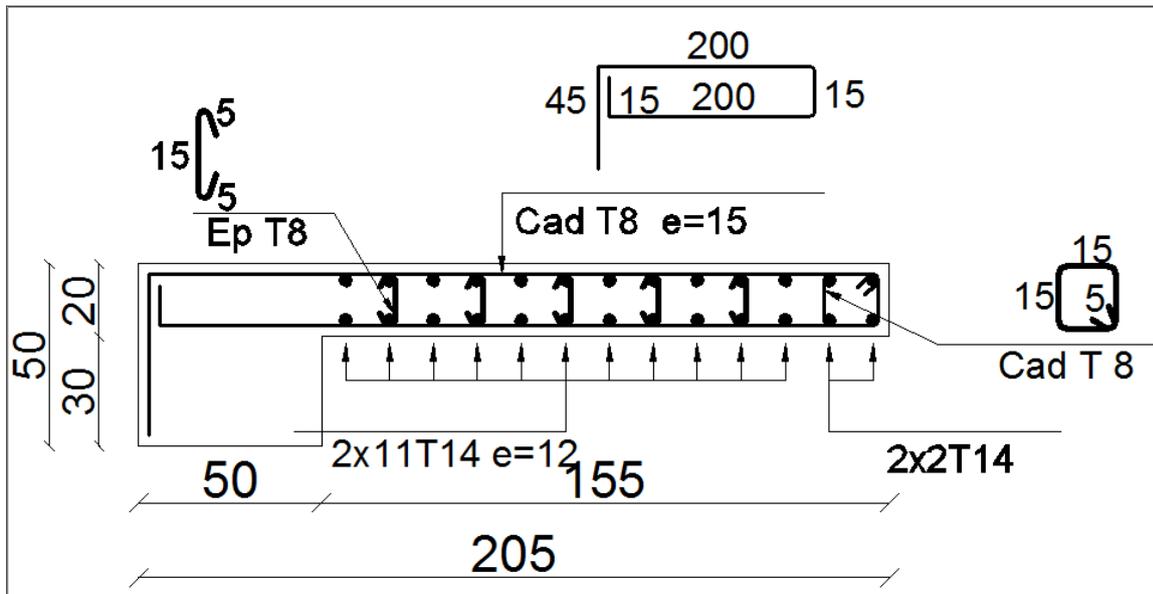


Figure V. 10: Schéma de ferrailage de voile type 01 zone 1

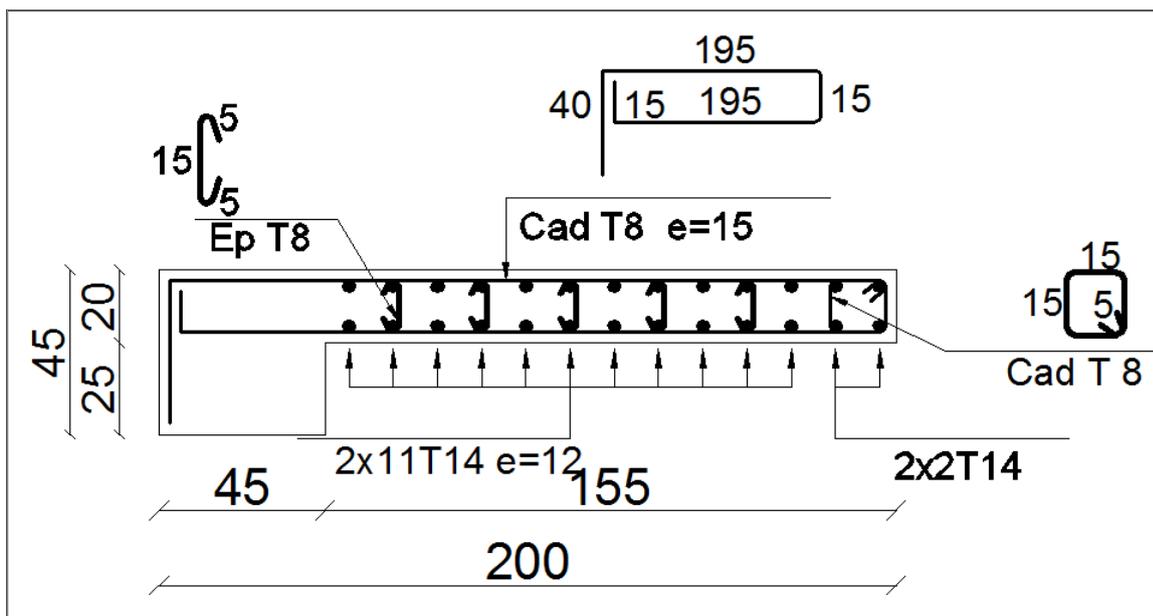


Figure V. 11: Schéma de ferrailage de voile type 02 zone 2

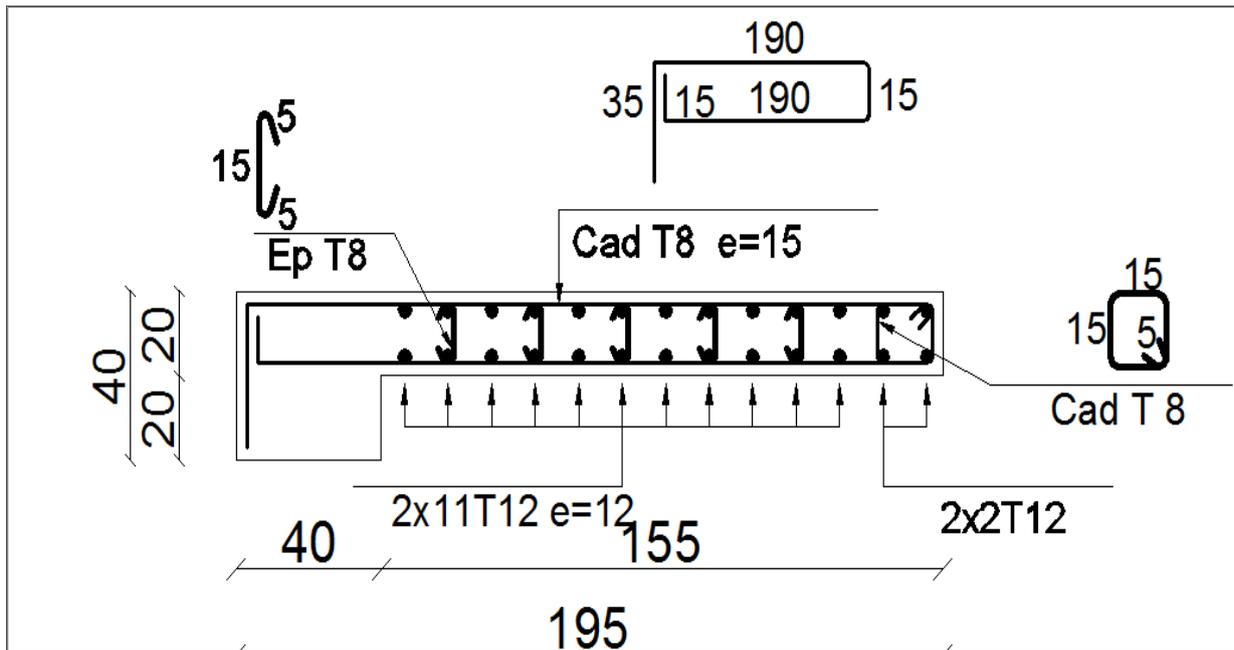


Figure V. 12: Schéma de ferrailage de voile type 03 zone 3

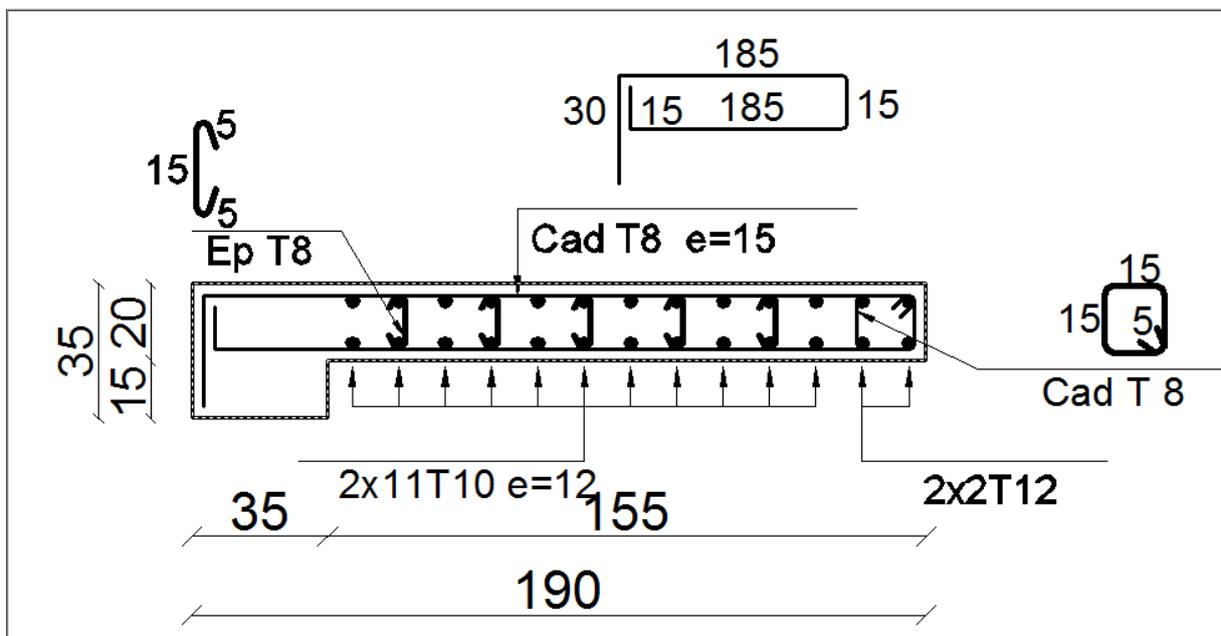


Figure V. 13: Schéma de ferrailage de voile type 04 zone 4

CHAPITRE VI
Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont les points de contact de la construction avec le sol, elles ont pour rôle de transmettre toutes les charges horizontales et verticales ramenées par les points d'appui (poteaux et voiles) et d'éviter au sol un poinçonnement important ou un enfoncement uniforme ou dissymétrique.

Pour remplir son rôle, les fondations doivent transmettre au sol une pression inférieure à sa capacité portante.

VI.2. Choix de type de fondation

On distingue deux types de fondations :

- 1) *Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.*
- 2) *Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.*

❖ **Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres suivant :**

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

❖ **Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :**

- Stabilité totale de l'ouvrage.
- Solution facile à réaliser et économique.

❖ **En ce qui concerne notre ouvrage, On a le choix entre :**

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général (dalle plate).
- Le radier champignon sous poteaux.
- Radier nervuré.

❖ **Calcul de surface revenant à la semelle sous poteaux:**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 2.00 \text{bars} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ N = 1268.92 \text{KN} \\ M = 23.42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

• **Homothétie des dimensions :**

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad a = b = 1D' \text{ où : } B = \sqrt{\frac{1268.92}{200}} = 2.52 \text{m} \quad B = 2.52 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = 2.52 \text{m}$$

A et B : la section de la semelle.

$$e_0 = M/N = 0.054 \text{m} \quad \sigma_m = 205.15 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{C.N.V}$$

Nous essayons donc avec les semelles filantes.

❖ **Semelles filantes :**

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par : $\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $N = N_G + N_Q$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que: $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux et voiles.
 $S = B \times L.$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée. $B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Les surfaces revenant aux semelles

file	N(KN)	L(m)	σ_{sol} (KN/m ²)	S (m ²)	B(m)
1	958,22	22.15	200	4.87	0.22
2	8014,07	22.15	200	40.09	1.81
3	8551,62	22.15	200	42.47	1.93
4	8091,81	22.15	200	40.53	1.83
5	991,76	22.15	200	4.94	0.223
A	1376,37	16.5	200	11.88	0.72
B	4568,15	16.5	200	37.79	2.29
C	4389,62	16.5	200	21.95	1.33
D	5106,25	16.5	200	25.58	1.55
E	5206,69	16.5	200	25.58	1.55
F	4403,86	16.5	200	22.11	1.34

O n a : $S_{\text{semelles}} = \sum S_{\text{si}} = 322.59\text{m}^2$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{\text{Bât}} = 365.1\text{m}^2$

$$\frac{S_T}{S_B} = 88.36\% > 50\%$$

❖ Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3. Etude du radier

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier :

❖ Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 6.40\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 80\text{cm} \leq h_r \leq 120\text{cm} \quad (1)$$

❖ Condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

L_{\max} : plus grand distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (6.40)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 1.02\text{m} \quad (2)$$

D'après(1) et (2) on opte : $h_r = 1.05\text{m}$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

❖ Condition de coffrage :

➤ Pour la nervure :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = 64\text{cm}$$

$$b_n \geq \frac{h_p}{2} = \frac{105}{2} = 52.5 \text{ cm}$$

➤ Pour la dalle :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{20} = 5.25cm$$

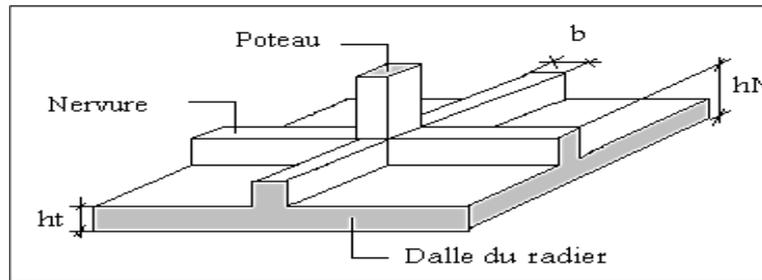


Figure VI. 1: Schéma d'un radier

Conclusion : D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **30 cm** et des nervures de **105cm** de hauteur et **60cm** de largeur.

b) La surface minimale de radier :

- ❖ La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat}=365.1m^2$
- ❖ L'emprise totale avec un débordement minimum de :
d (débord) $\geq \max (h/2 ; 30cm) = 80cm$.

Donc : $S_{radier} = S_{bat} + D \times (\text{perimetre} = 77.71) = 427.27m^2$

c) Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure : $G=44116.69KN ; Q=8866.05KN$
- Infrastructure :
- ✓ Poids du radier :

$$G_{rad} = (S_d \times h_d \times 25) + P_{nervures} = (427.27 \times 0.3 \times 25) + (0.75 \times 0.6 \times 209.75 \times 25)$$

$$G_{rad} = 5564.13KN$$

Donc : $G_{totale} = 49680.82KN ; Q_{totale} = 8866.05KN$

d) Calcul des Sollicitations :

$$ELU: N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 68398.18 KN$$

$$ELS : N_s = G_T + Q_T = 58546.87KN$$

e) Vérification de La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifié la condition suivante :

- A l'ELU: $S_{radier} = 427.27 m^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = 257.14 m^2 \dots\dots\dots CV.$

- A l'ELS: $S_{radier} = 427.27m^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 292.73m^2 \dots\dots\dots CV.$

VI.3.2. Les vérifications nécessaires

VI.3.2.1. Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h_r = 0.945 m$; $b = 1m$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6.40m.

$N_u = 68389.18KN$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{qL_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right.$$

Donc : $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}} \quad h \geq 0.59m = 59.83cm$$

L'épaisseur de radier **$h_r = 1.05m$** est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

VI.3.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec : W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} = 68389.18 \text{KN}$$

Fs : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0.8 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 427.27 \text{m}^2$).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 1.05 \times 427.27 = 6729.52 \text{KN}$$

Donc : $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$ (Condition vérifiée)

VI.3.2.3. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante ; (ArtA.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91.}$$

• **Sous poteau :**

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité.

$$N_u = 1.465 \text{MN}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

$$\mu_c = 4(a+h) = 4(0,60+h)$$

$$3h^2 + 1,95h - 1.465 \geq 0 \Rightarrow h \geq 57.3 \text{cm}$$

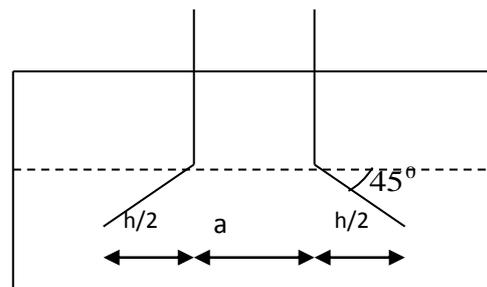


Figure VI. 2: Schéma de transmission des charges du poteau

• **Sous voile**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (P4) de longueur $L = 4.35 \text{m}$.

$$N_u = 1.82 \text{ MN}$$

Ce qui donne un effort normale pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 1.82 / 1.55 = 1.21 \text{ MN/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0,2 + 1 + 2h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 1.5(1,2 + 2h)h$$

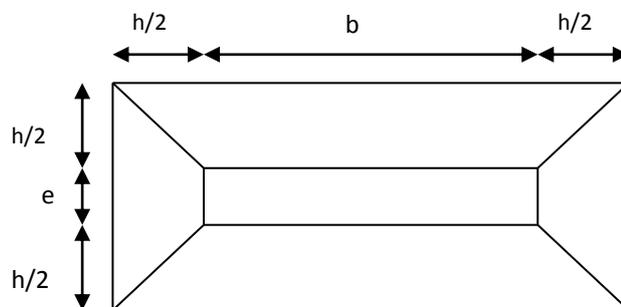


Figure VI. 3: Schéma de transmission des charges du voile

$$3h^2 + 1,8h - 3.92 \geq 0 \Rightarrow h \geq 18.92 \text{cm}$$

- **Conclusion :**

L'épaisseur de radier $h_r=1.05\text{m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

VI.3.3. Caractéristique géométrique

a) **Centre de masse du radier :** $(X_r ; Y_r) = (11.06 ; 8.24) \text{ m}$

b) **Inertie du radier :** $I_x = 8267.5\text{m}^4$

$$I_y = 14879.9\text{m}^4$$

L'excentricité : $e_x = |X_s - X_r| = 0.54\text{m}$

$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.84\text{m}$

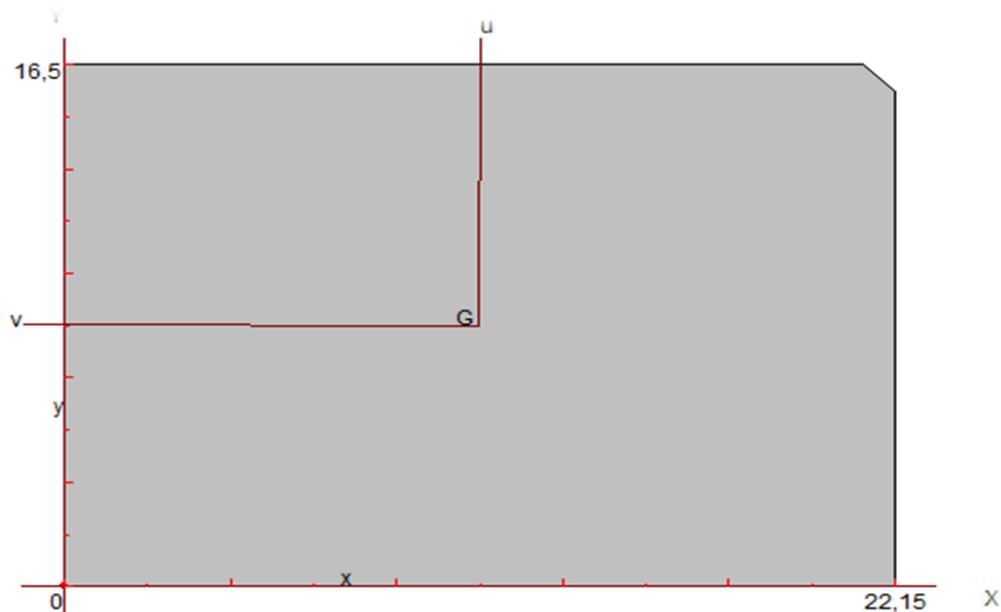


Figure VI. 4: Surface du radier

VI.3.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

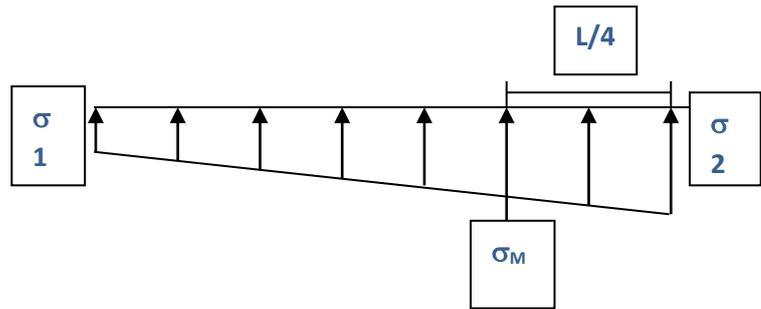


Figure VI. 5: Diagramme des contraintes

- N : Effort normal due aux charges verticales.
- M : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=N \times e$.
-

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversale
N (MN)	51.96	51.96	71.32	71.32
M (MN.m)	28.06	41.05	38.52	56.34
V (m)	11.06	8.24	11.06	8.24
I(m ⁴)	8267.5	14897.9	8267.5	14897.9
σ_1 (MPa)	0.133	0.121	0.182	0.166
σ_2 (MPa)	0.082	0.093	0.113	0.127
σ_{moy} (MPa)	0.120	0.114	0.164	0.156
σ_{adm} (MPa)	0.3	0.3	0.3	0.3
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

VI.3.5. Vérification de la stabilité au renversement

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant : $M_r = M_0 + T_0 \times h$

Avec : M_0 : Moment sismique a la base. $M_{0x}=707221.59\text{KN.m}$; $M_{0y}=66785.28\text{KN.m}$

T_0 : L'effort tranchant a la base. $T_{0x}=2619.47\text{KN}$; $T_{0y}=2755.54\text{KN}$

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier =0.80m

$$M_{stab.x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 49680.82 \times 11.06 = 439575.89 \text{KN.m}$$

$$M_{stab.y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 49680.82 \times 8.24 = 327495.97 \text{KN.m}$$

$$M_{r.x} = 707221.59 + 2619.4 \times 0.8 = 709317.11 \text{KN.m}$$

$$M_{r.y} = 66785.28 + 2755.54 \times 0.8 = 68989.71 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{stab.x}}{M_{r.x}} = 6.20 \geq 1.5 \quad \frac{M_{stab.y}}{M_{r.y}} = 4.77 \geq 1.5$$

❖ **Conclusion :**

Les deux conditions sont vérifiées donc la structure est stable vis-à-vis au renversement.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G+E
- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

VI.3.5.1. Vérification aux renversement et soulèvement

❖ **Sous combinaison :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G+E \\ G+Q+E \end{array} \right.$$

Tableau VI. 3: Vérification aux renversements et soulèvement

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N (MN)	35.34	29.69	51.96	55.88
M (MN.m)	36.14	43.68	53.09	64.23
V (m)	11.06	8.24	11.06	8.24
I(m ⁴)	8267.5	14897.9	8267.5	14897.9
σ ₁ (MPa)	0.106	0.088	0.133	0.130
σ ₂ (MPa)	0.040	0.058	0.082	0.085
σ _{moy} (MPa)	0.085	0.081	0.119	0.118
σ _{adm} (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

VI.3.5.2. Vérification selon L’RPA

D’après le RPA99 version 2003 (**Art.10.1.5**) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \text{ e: l'excentricité de la résultante des charges verticales}$$

Tableau VI. 4: Vérification de soulèvement selon RPA

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N(KN)	35.34	29.69	51.96	55.88
M(KN.m)	36.14	43.68	53.09	64.23
e(m)	1.02	1.24	1.02	1.24
B/4 (m)	5.54	4.13	5.54	4.13
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.4. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.4.1. Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 < \alpha < 0.4 \text{ la dalle porte sur un sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \text{ la dalles porte sur deux sens} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \alpha = L_x / L_y$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \times M_x$; $M_{ty} = 0,75 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \times M_x$; $M_{ay} = 0,5 \times M_x$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \times M_x$; $M_{ty} = 0,85 \times M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3 \times M_x$; $M_{ay} = 0,3 \times M_x$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-joints, ou L_x est la plus petite dimension.

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

VI.4.2. Evaluation des charges et surcharges

- **ELU** : $q_u = N_u / S_r = 160.06 \text{ KN/m}^2$
- **ELS** : $q_s = N_s / S_r = 137.03 \text{ KN/m}^2$

VI.4.3. Calcul des sollicitations

$$\alpha = L_x / L_y = 5.10 / 6.40 = 0.797$$

$\alpha > 0,4$ la dalles porte sur deux sens

➤ **L'ELU** : ($\nu = 0$)

$$\alpha = 0.797 \Rightarrow \mu_x = 0.0428 \Rightarrow \mu_y = 0.8450$$

- **Sens X-X :**

$$\mu_x = 0.0428$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 178.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 151.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 53.45 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\mu_y = 0.8450$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 150.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 127.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 45.17 \text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\alpha = 0.93 \Rightarrow \mu_x = 0.0500 \Rightarrow \mu_y = 0.8939$$

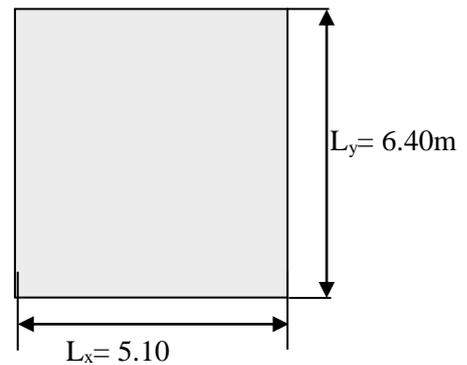


Figure VI. 6: Le panneau le plus sollicité

• **Sens X-X :**

$$\mu_x = 0.0500$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 137.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 116.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 41.11 \text{ KN.m}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\mu_y = 0.8939$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 122.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 104.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 36.75 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage longitudinale à L'ELU :**

➤ **Pourcentage minimale :**

$$A_{ymin} \geq 6\% h_0 : f_e E 500.$$

Suivant le petit coté : $A_{ymin} \geq 8\% h_0 : f_e E 400.$

$$A_{ymin} \geq 12\% h_0 : (\text{autre cas}).$$

$$A_{ymin} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq A_{ymin} [(3-\alpha)/2]$ BAEL 91 Page (359).

$$A_{xmin} = 2.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c = 3.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}; 3hr) S_{tx} = 20 \text{ cm}.$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}; 4hr) S_{ty} = 20 \text{ cm} \text{ BAEL 91 Page (360).}$$

❖ **Exemple du calcul Sens x-x :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.167 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.23 \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.908$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 17.38 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times f_{bu} \times d^2} = \mu = 0.059 < \mu_l = 0.392 \text{ donc : } A'_s = 0 \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0761\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.969$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = A = 6.74 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Le ferrailage a l'ELU

Panneau	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M _u (KN.m)	151.56	53.45	127.98	45.17
A _s '	0.00	0.00	0.00	0.00
A _s (cm ² /ml)	17.38	6.74	14.25	5.66
A _{smin} (cm ² /ml)	3.26	3.26	3.26	3.26
Choix	6T14+6T14	6T14	6T14+6T14	6T14
A _s adopté (cm ²)	18.47	9.24	18.47	9.24
Espacement (cm)	15	15	15	15

❖ **Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable) :**

• **Vérification des contraintes :**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 8.56 \text{ cm} \quad I = 138582.69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.67 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 187.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Tableau VI. 6: vérification des contraintes

	sens	M_{SER} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	116.48	8.56	138582.69	11.65	187.25	CV
	Y-Y	104.12	8.56	138582.69	10.41	173.25	CV
Appuis	X-X	41.11	6.83	57609.14	9.88	165.35	CV
	Y-Y	36.75	6.83	57609.14	8.75	124.98	CV

➤ **Vérification des moments :**

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau VI. 7: Vérification des moments du sens x-x

		ELU			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M ₀	178.18	218.41	212.73	C.V
	M _e	53.45			
	M _w	80.25			
	M _t	151.56			
		ELS			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M ₀	137.03	180.63	171.29	C.V
	M _e	41.11			
	M _w	87.18			
	M _t	116.48			

Tableau VI. 8: Vérification des moments du sens y-y

		ELU			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M ₀	150.56	189.28	188.20	C.V
	M _e	45.17			
	M _w	77.43			
	M _t	127.98			
		ELS			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M ₀	122.49	161.45	153.11	C.V
	M _e	36.75			
	M _w	77.92			
	M _t	104.12			

VI.5. Ferrailage du débord

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 1\text{m}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

a) Calcul de Ferrailage longitudinales :

$b = 1\text{m}; h = 0.3\text{m}; d = 0.27\text{m}; L = 0.4\text{m}$

$q_u = 160.06 \text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ml}$

$q_s = 137.03 \text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ml}$

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

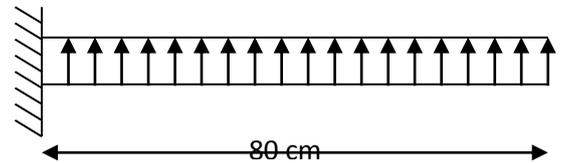


Figure VI. 7: Schéma statique du débord

$M_u = q_u L^2 / 2 = 51.22 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.0171 < \mu_l = 0.392$ donc $A'_s = 0$ (n'existe pas)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0216$

$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.991$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$

$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 2.89 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 3.26 \text{ cm}^2$

NB : Comme le débord est moins sollicité que la dalle et a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

On adopte : **6HA14 = 9.24 cm²**

b) Ferrailage transversal :

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

• $\tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1.5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ BAE 91 Page (161)

V_u : effort tranchant maximum à L'ELU.

$$V_u = q_u \times L/2 = 160.06 \times 0.8/2 = 64.01 \text{KN}$$

$$\tau_b = \frac{64.01 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.23 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{MPa}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

c) Armature de répartition :

On adopte:

$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Repartie sur 40 cm de longueur, avec un espacement : $S_t = \frac{40}{4} = 10 \text{cm}$.

Espacement :

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

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Le calcul se fait selon les règles de **CBA93 et BAEL91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 7.64 \text{cm} \quad I = 71367.34 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.38 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Dans l'acier on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$

$$\sigma_s = 52.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C}$$

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes

M_{SER} (KN.m)	As (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
12.9	10.05	7.64	71367.34	1.38	52.49	CV

❖ Schémas de ferrailage :

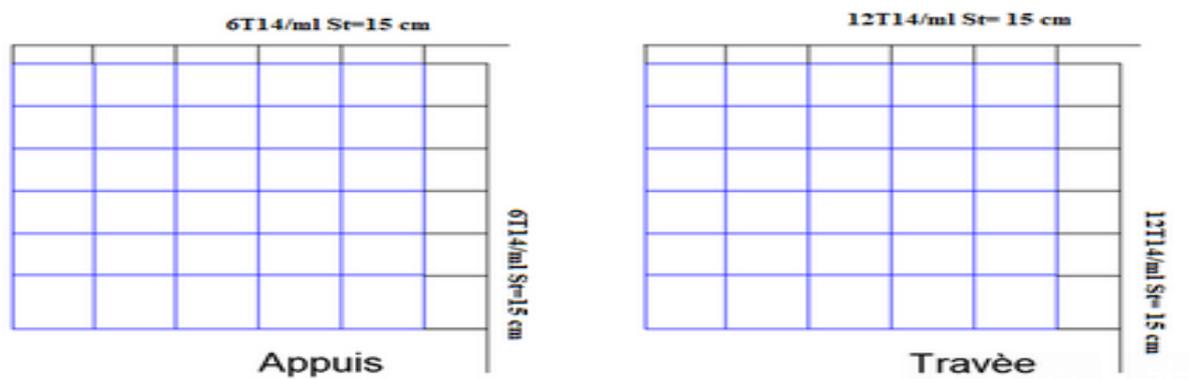


Figure VI. 8: Schéma de ferrailage du radier

VI.6.Ferrailage des poutres (nervures)

Ce sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 105\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{array} \right.$$

Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations en utilisons la méthode des lignes de rupture.

❖ **Transmission des charges des dalles aux poutres :**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- Formant un angle de 45° avec les rives du panneau.
- Ou parallèles à son grand coté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi- travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Tableau VI. 10: Expression de P_M

α	Elément	Trapèze	Triangle
$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$PLX/3$

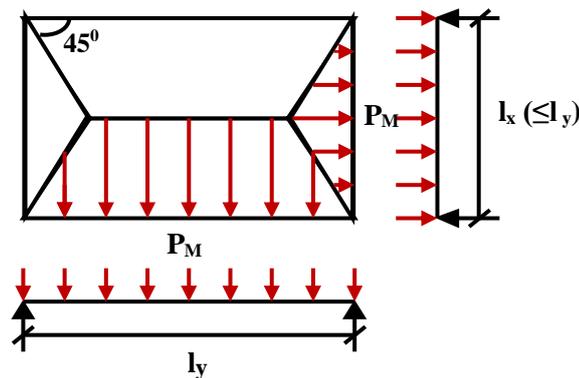


Figure VI. 9: Schéma statique du panneau

❖ **Remarque:**

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

Détermination des charges et sollicitations sur les nervures :

On détermine les charges sur les poutres plus sollicitées, soit la file (3) pour le sens x-x et la file (B) pour le sens y-y, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

➤ **L'ELU :**

Tableau VI. 11: Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens x-x

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A—B	0.93	0.93	160.06	182.26	182.26	364.52
B—C	0.62	0.62	160.06	389.34	389.34	778.68
C—D	0.62	0.62	160.06	237.24	237.24	474.48
D—E	0.60	0.60	160.06	432.61	432.61	865.22
E—F	0.62	0.62	160.06	205.84	205.84	411.68

Tableau VI. 12: Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1—2	0.83	0.81	137.03	162.15	162.15	324.3
2—3	0.93	0.62	137.03	164.44	164.44	328.88
3—4	0.93	0.62	137.03	232.95	232.95	465.9
4—5	0.83	0.81	137.03	191.84	191.84	383.68

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

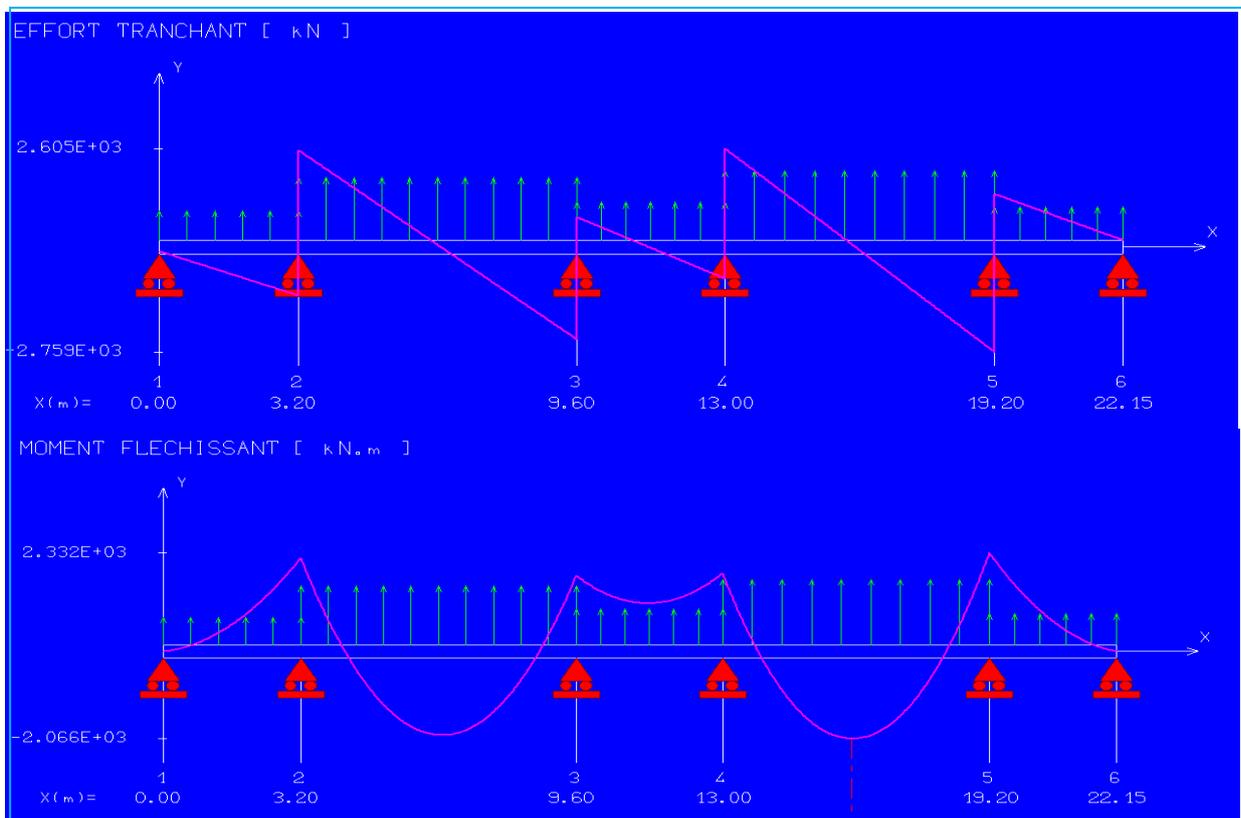


Figure VI. 10: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens x-x

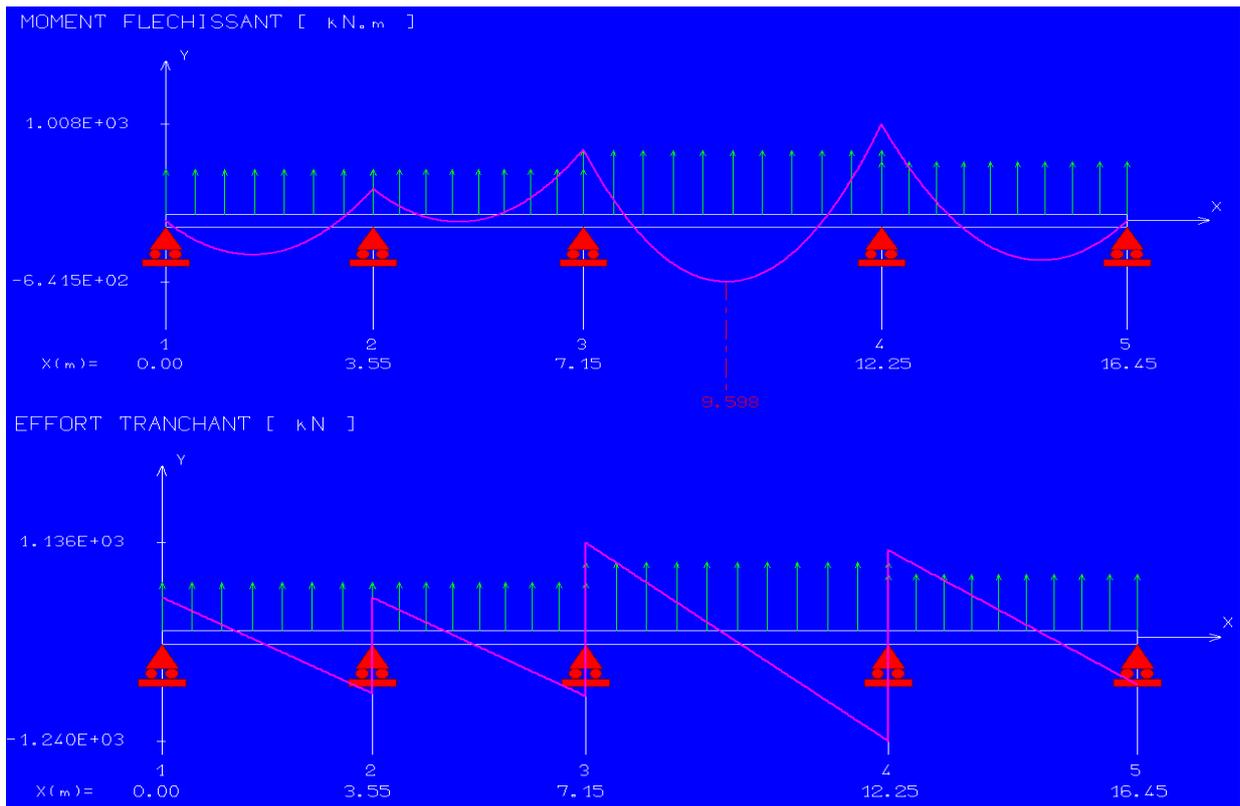


Figure VI. 11: diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens y-y

Tableau VI. 13: Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	2332	1600.4	1008	959.8
T_u (KN)	2759		1240	

➤ ELS :

Tableau VI. 14: Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens x-x

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A—B	0.93	0.93	137.03	156.04	156.04	321.08
B—C	0.62	0.62	137.03	382.31	382.31	764.62
C—D	0.62	0.62	137.03	203.11	203.11	406.22
D—E	0.60	0.60	137.03	370.36	370.36	740.72
E—F	0.62	0.62	137.03	176.22	176.22	352.44

Tableau VI. 15: Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1—2	0.83	0.81	137.03	162.15	162.15	324.3
2—3	0.93	0.62	137.03	164.44	164.44	328.88
3—4	0.93	0.62	137.03	232.95	232.95	465.9
4—5	0.83	0.81	137.03	191.84	191.84	383.68

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

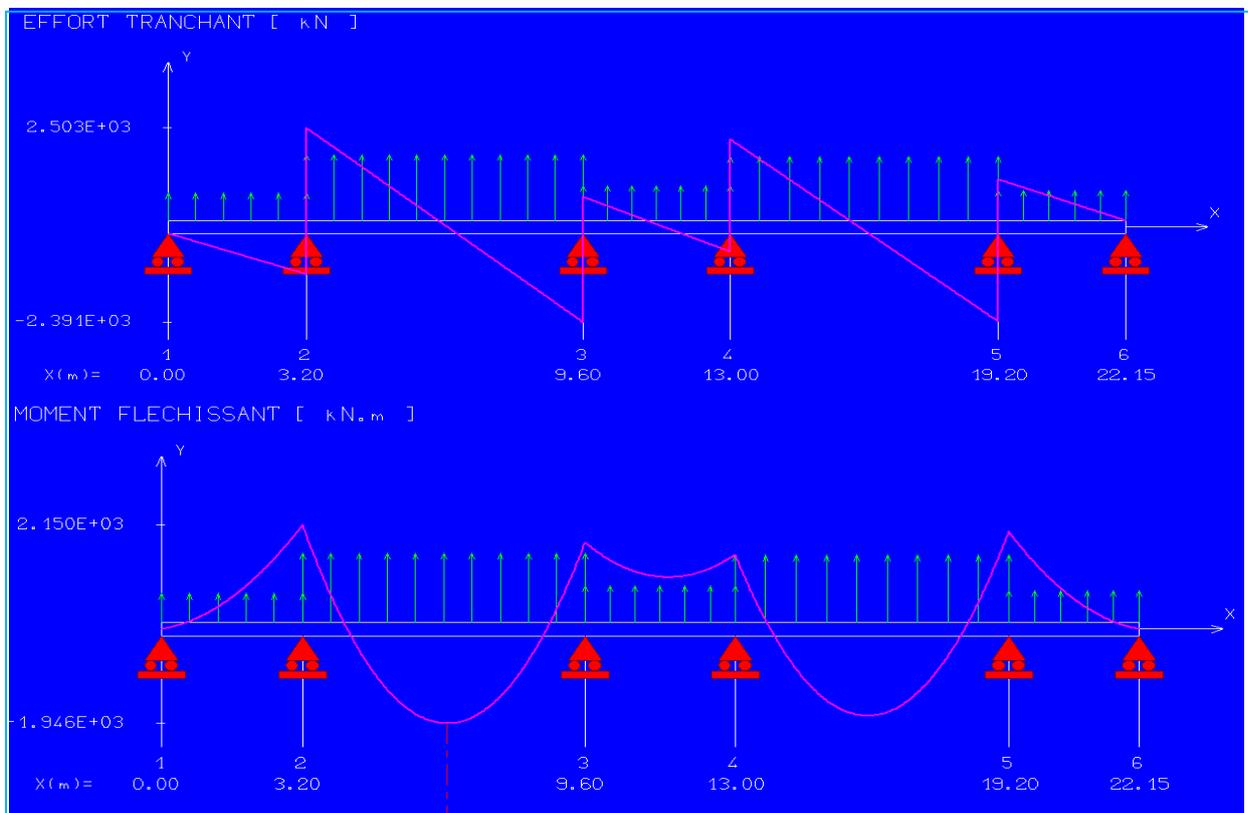


Figure VI. 12: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens x-x

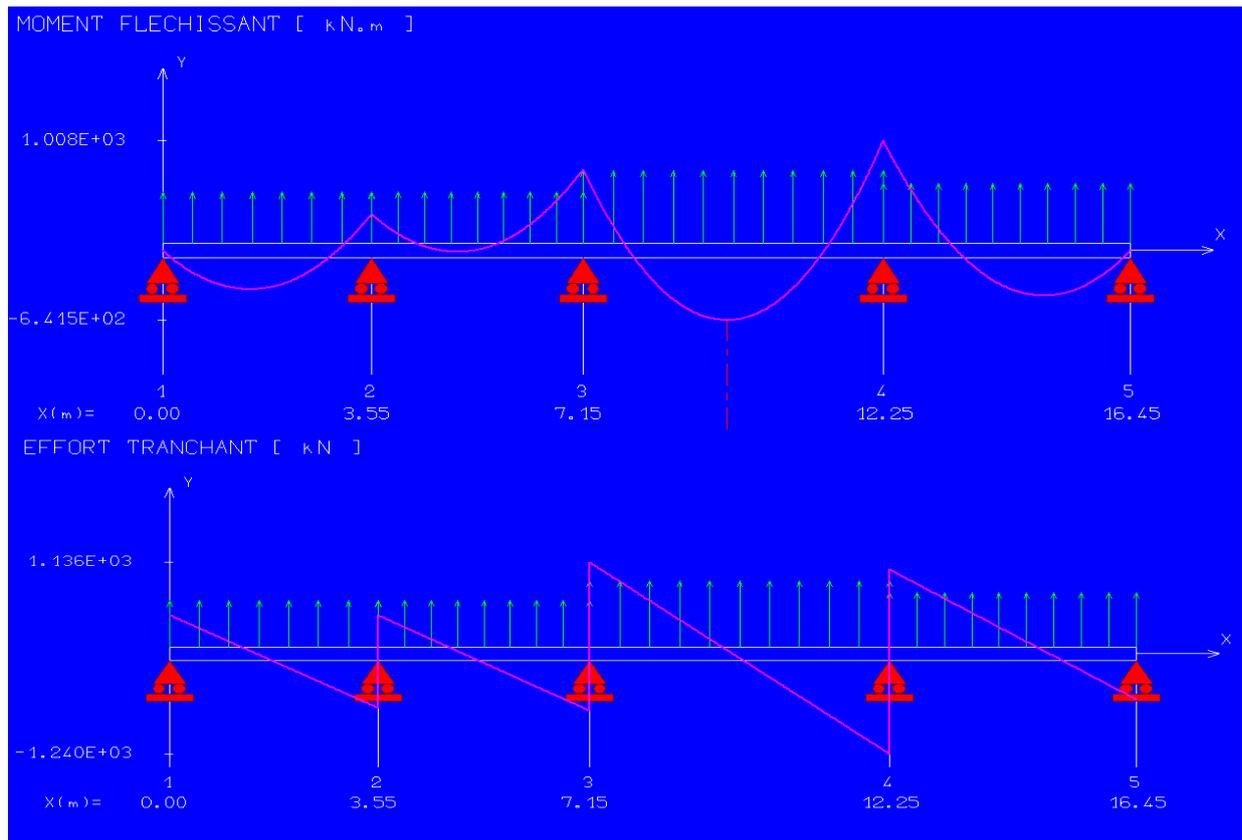


Figure VI. 13: Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELs sens y-y

Tableau VI. 16: Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELs

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (KN.m)	1008	959.8	2150	646.4
T_{ser} (KN)	1240		2503	

❖ Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en T.

Avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{640}{10}; \frac{5.10}{2} \right) \rightarrow b_1 = 0,40 \text{ m}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 105 \text{ cm}; h_0 = 30 \text{ cm}; b_0 = 60 \text{ cm}$$

$$C = 5 \text{ cm}; d = 0,9h = 94.5 \text{ cm}$$

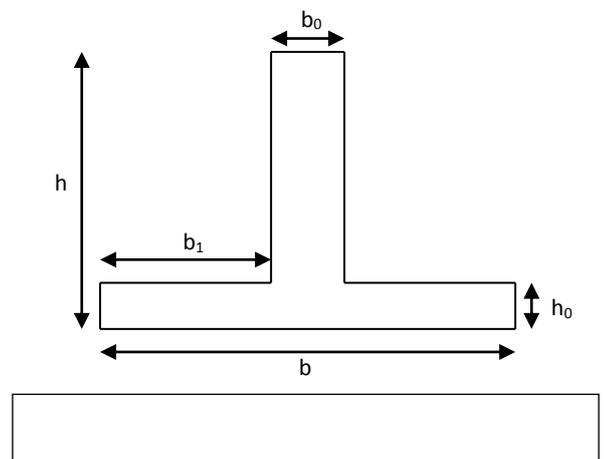


Figure VI. 14: Section de la nervure

❖ **Armatures longitudinales :**

➤ **A l'ELU :**

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Tableau VI. 17: Calcul de ferrailage à l'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN. m)	2332	1600.4	1008	959.8
μ_{lu}	0.392	0.392	0.392	0.392
μ_{bu} < μ_{lu}	0,09 ≤ 0.392	0,087 ≤ 0.392	0,102 ≤ 0.392	0,051 ≤ 0.392
A_s (cm²)	53.68	51.51	61.25	29.40
A_{min} (cm²)	13.04	13.04	13.04	13.04
Choix des barres	12HA25	12HA25	6HA25+4HA32	6HA25
As adopté (cm²)	58.91	58.91	61.62	29.45
espacement (cm)	12	12	12	12

❖ **Vérification :**

➤ **A l'ELU :**

1) **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23b.d.f_{tj}}{f_e} = 13.04 \text{ cm}^2 A_L > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = 2759 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **A l'ELS :**

1) **Vérification des contraintes:** fissuration préjudiciable

- **Dans le béton :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1.K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Dans l'acier :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 18: Vérification des contraintes à L'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appuis	X-X	2150	23.82	2725947.46	8.39	154.23	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}
	Y-Y	1008	25.08	3003249.2	7.72	180.25	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}
Travée	X-X	646.4	23.82	2725947.46	8.39	136.25	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}
	Y-Y	959.8	19.83	1928196.32	5.60	170.36	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}

❖ Calcul des armatures transversales :

a) Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,9 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ * \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \end{array} \right.$$

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$

b : largeur de la nervure.

St : l'espacement des armatures transversales.

St ≤ min (0,9d; 40cm).

St ≤ min (94.5 cm; 40cm).

On adopte:

St = 20 cm

Donc: $A_t \geq \frac{0.4 \times 600 \times 200}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\} \quad \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$$

b) Selon le RPA99/version 2003:

La section minimale A_t doit vérifier : A_t = 0.003 . St . b

L'espace maximal :

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 20\text{cm} ;$
- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 40\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 15cm**
- En zone courante : **St = 20cm**

On aura alors :

$At = 0.003 \times St \times b = 4.2 \text{ cm}^2 > 1.4 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **6Φ10** **At = 4.71cm²**

❖ **Conclusion** : On adopte trois cadres de diamètre «Φ10 ».

❖ **Armature de peau** :

Selon le **BAEL 91** la hauteur de l'âme de la poutre : **h_a ≥ 2 (105 – 0,1 fe) = 105 cm**

Dans notre cas **h_a = 80 cm** (vérifiée), dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

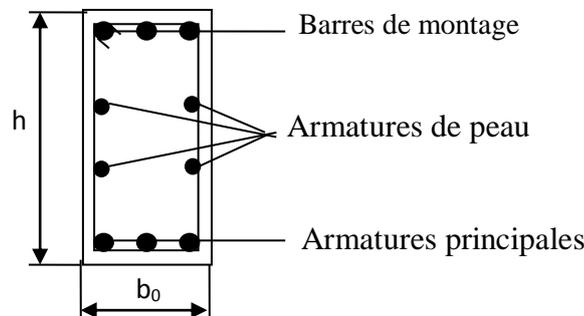


Figure VI. 15: Répartition armatures dans les nervures

Pour les bâtiments cas général on a 3 cm²/ m pour les armatures de peau.

$A_{sp} = 3 \times 2 \times (b_0 + h) \quad A_{sp} = 3 \times 2 (0.60 + 1.05) = 3.78 \text{ cm}^2$

On adopte: **6HA14 = 9.24 cm²**

❖ **Schéma de ferrailage des nervures** :

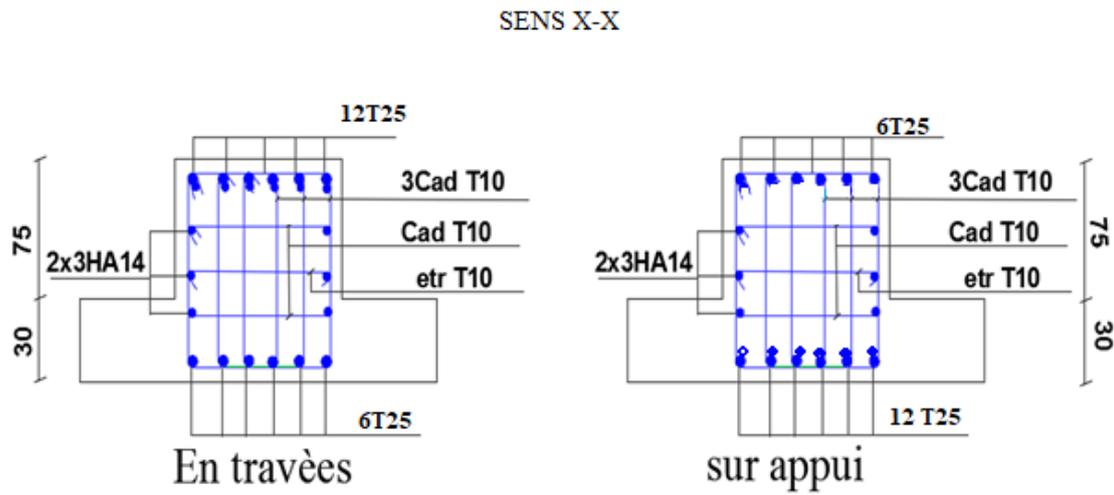


Figure VI. 16: schéma de ferrailage des nervures sens xx.

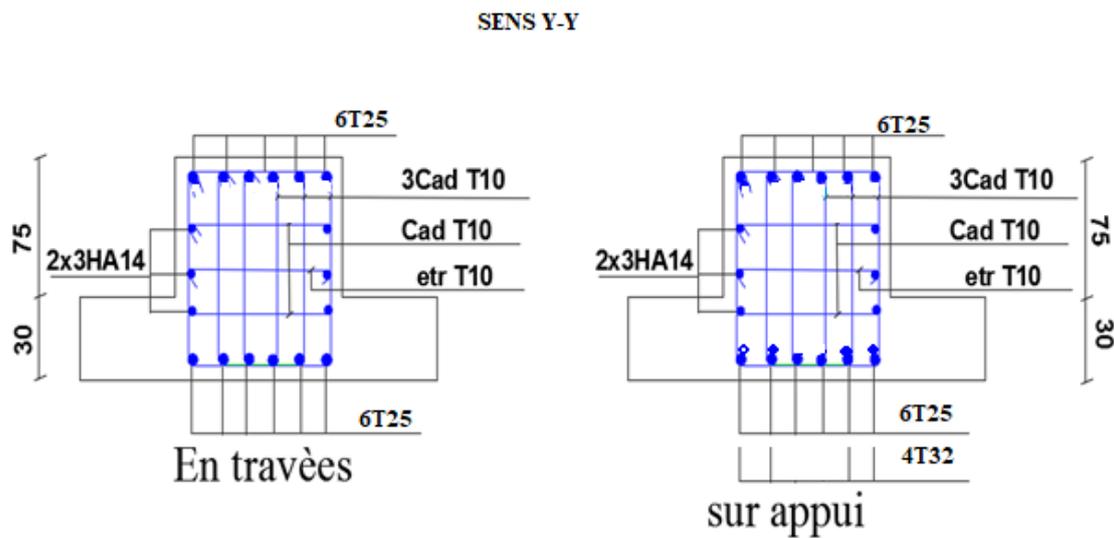


Figure VI. 17: schéma de ferrailage des nervures sens

CHAPITRE VII
Etude estimative et
quantitative du béton

VII.1.Calcul des volumes et des surfaces :

Le calcul des volumes et des surfaces de différents matériaux constituant notre structure (béton armé) nous permettra de déterminer le prix de revient de notre structure.

VII.1.1 : les voiles

D'après la nomenclature des prix pratiqués à travers le territoire national il s'avère que le prix moyen du mètre cube du béton est de (27000.00 DA/m³).

L=1.55m

Lv : sa signifie le totale des longueurs des voiles par étage

Ev : c est l'épaisseur du voile (e=20 cm)

Tableau VII. 1: l'estimation du cout des voiles.

NIV	EV	HV	LV	SURF	vol	prix(Da)
RDC	0.2	3.68	20.15	4.03	14.8304	400420.8
1	0.2	2.66	20.15	4.03	10.7198	289434.6
2	0.2	2.66	20.15	4.03	10.7198	289434.6
3	0.2	2.66	20.15	4.03	10.7198	289434.6
4	0.2	2.66	20.15	4.03	10.7198	289434.6
5	0.2	2.66	20.15	4.03	10.7198	289434.6
6	0.2	2.66	13.95	2.79	7.4214	200377.8
7	0.2	2.66	13.95	2.79	7.4214	200377.8
E/T	0.2	2.1	3.1	0.62	1.302	35154
				voltot	84.5742	2283503.4

VII.1.2 :Les volumes et surfaces des poteaux :

On a différentes sections de poteauxselon chaque étage

Sachant que la surface des poteaux va en diminuant selon qu'on monte les étages et cette digression se fait tous les deux étages .

A et B : étant la longueur et la largeur du poteau

H pot : c est la longueur du poteau diminuée de 40 cm (retombée de poutre).

On obtient le volume et on le multiplie par le prix unitaire

Du rez de chaussé au sixième étage nous avons trente poteaux par étage

Du sixième étage au dernier étage nous avons vingt quatre poteaux .Et nous avons six poteaux pour l'étage technique.

Le prix unitaire (27000.00DA/m³)

Tableau VII. 2: l'estimation du cout des poteaux.

NIV	A	B	H POT	SURF	VOL	prix
RDC	0.5	0.5	3.68	7.5	27.6	745200
1	0.5	0.5	2.66	7.5	19.95	538650
2	0.45	0.45	2.66	6.075	16.1595	436306.5
3	0.45	0.45	2.66	6.075	16.1595	436306.5
4	0.4	0.4	2.66	4.8	12.768	344736
5	0.4	0.4	2.66	4.8	12.768	344736
6	0.35	0.35	2.66	2.94	7.8204	211150.8
7	0.35	0.35	2.66	2.94	7.8204	211150.8
E/T	0.35	0.35	2.1	0.735	1.5435	41674.5
				vottot	122.5893	3309911.1

VII.1.3 : les poutres

Poutre (30x50) pour tous les étages :

Le prix unitaire (27000.00Da/m³)

Tableau VII. 3: l'estimation du cout des poutres (30*50).

NIV	b	H	Lpp1	SURF	vol	prix(Da)
RDC	0.3	0.5	63	18.9	9.45	255150
1	0.3	0.5	63	18.9	9.45	255150
2	0.3	0.5	63	18.9	9.45	255150
3	0.3	0.5	63	18.9	9.45	255150
4	0.3	0.5	63	18.9	9.45	255150
5	0.3	0.5	63	18.9	9.45	255150
6	0.3	0.5	38	11.4	5.7	153900
7	0.3	0.5	38	11.4	5.7	153900
E/T						0
				vottot	68.1	1838700

Poutre (30x45) : Le prix unitaire (27000.00Da/m³)

Tableau VII. 4: l'estimation du cout des poutres (30*45).

NIV	b	H	Lpp1	SURF	vol	prix
RDC	0.3	0.45	108.98	32.694	14.7123	397232.1
1	0.3	0.45	108.98	32.694	14.7123	397232.1
2	0.3	0.45	108.98	32.694	14.7123	397232.1
3	0.3	0.45	108.98	32.694	14.7123	397232.1
4	0.3	0.45	108.98	32.694	14.7123	397232.1
5	0.3	0.45	108.98	32.694	14.7123	397232.1
6	0.3	0.45	103.23	30.969	13.93605	376273.35
7	0.3	0.45	103.23	30.969	13.93605	376273.35
E/T	0.3	0.45	17.4	5.22	2.349	63423
				voltot	118.4949	3199362.3

Poutre (30x40) : Le prix unitaire (27000.00Da/m³)

Tableau VII. 5: l'estimation du cout des poutres (30*40).

NIV	b	H	Lpp1	SURF	Vol	prix(DA)
RDC	0.3	0.4	45.75	13.725	5.49	142740
1	0.3	0.4	51.15	15.345	6.138	159588
2	0.3	0.4	44.35	13.305	5.322	138372
3	0.3	0.4	44.35	13.305	5.322	138372
4	0.3	0.4	44.35	13.305	5.322	138372
5	0.3	0.4	44.35	13.305	5.322	138372
6	0.3	0.4	37	11.1	4.44	115440
7	0.3	0.4	37	11.1	4.44	115440
E/T	0.3	0.4	10.2	3.06	1.224	31824
				voltot	43.02	1118520

VII.1.4 :plancher corp creux

Il est composé d une dalle de compression de 4 cm et de corps creux 16 cmd épaisseur

Tableau VII. 6: plancher corps creux

NIV	e corps creux	surface	volume	e dalle compression	volume
RDC	0.16	295.34	47.2544	0.04	11.8136
1	0.16	295.34	47.2544	0.04	11.8136
2	0.16	295.34	47.2544	0.04	11.8136
3	0.16	295.34	47.2544	0.04	11.8136
4	0.16	295.34	47.2544	0.04	11.8136
5	0.16	295.34	47.2544	0.04	11.8136
6	0.16	249.14	39.8624	0.04	9.9656
7	0.16	202.94	32.4704	0.04	8.1176
E/T	0.16	29.58	4.7328	0.04	1.1832
totale			360.592		90.148
		n l	20488.1818		

Prix totale corps creux :

Le prix unitaire (2600Da/m²)

Tableau VII. 7: l'estimation du cout du plancher corps creux (30*50).

NIV	surf corp creux	prix
RDC	295.34	767884
1	295.34	767884
2	295.34	767884
3	295.34	767884
4	295.34	767884
5	295.34	767884
6	249.14	647764
7	202.94	527644
E/T	29.58	76908
	2253.7	5859620

VII.1.5 : les balcon (dalle pleine) :

Les cout des bétons des balcons (dalle pleine de 15 cm) :

Tableau VII. 8: l'estimation du cout de béton des balcon (dalle plein).

Niv	surface	volume	prix
RDC	/	/	
1	112.19	16.8285	488026.5
2	112.19	16.8285	488026.5
3	112.19	16.8285	488026.5
4	112.19	16.8285	488026.5
5	112.19	16.8285	488026.5
6	71.9815	10.797225	313119.525
7	71.9815	10.797225	313119.525
E/T	/		0
	704.913	105.73695	3066371.55

Le cout total des bétons des balcons est de:**3066371.55 DA**

VII.1.6 : l'étude estimatif de l infrastructure :

Notre infrastructure est composéd' unedalle de 30 cm d'épaisseur

Et de nervures de 60 cm de largeur et de 105 cm de hauteur.

Prix unitaire (28000.00DA/m³)

Tableau VII. 9: l'estimation du cout de béton de l'infrastructure.

l element	dimension	surface	volume	prix	prix totale
nervure	Hn=0.75	125.85	94.3875	2642850	5709690
	bn=0.6				
	Ln=209.75				
Dale	ep=0.30	365.1	109.53	3066840	

VII.1.7 ;. Calcul de volume et de surface ainsi que le prix de réalisation des escaliers :

Le tableau suivant présente les résultats du volé et palier

Le prix unitaire (29000.00 DA/m³).

Tableau VII. 10: l'estimation du cout du béton d'escalier.

volé et palier	ep	lp	surf	ep	volume	Prix
et	0	0	0	0	0	
7	0.15	4.8	10.9	0.15	1.635	47415
6	0.15	4.8	10.9	0.15	1.635	47415
5	0.15	4.8	10.9	0.15	1.635	47415
4	0.15	4.8	10.9	0.15	1.635	47415
3	0.15	4.8	10.9	0.15	1.635	47415
2	0.15	4.8	10.9	0.15	1.635	47415
1	0.15	4.8	10.9	0.15	1.635	47415
Rdc	0.15	7.59	17.155	0.15	2.57325	74624.25
				totale vol	14.01825	406529.25

Calcul du volume de béton des marches et contre marches :

Le prix unitaire (29000.00 DA/m³)

Tableau VII. 11: l'estimation du cout de béton des marche et contre marches.

les marche	nombre de marche	g	Lp	h	surf	volume	prix
et	0	/	/	/	/	/	
7	18	0.3	1.5	0.17	8.1	0.6885	19966.5
6	18	0.3	1.5	0.17	8.1	0.6885	19966.5
5	18	0.3	1.5	0.17	8.1	0.6885	19966.5
4	18	0.3	1.5	0.17	8.1	0.6885	19966.5
3	18	0.3	1.5	0.17	8.1	0.6885	19966.5
2	18	0.3	1.5	0.17	8.1	0.6885	19966.5
1	18	0.3	1.5	0.17	8.1	0.6885	19966.5
Rdc	24	0.3	1.5	0.17	10.8	0.918	26622
					67.5	5.7375	166387.5

Le cout totale des bétons pour les escaliers est de : 572916.75 DA

VII.2 : estimation globale du béton :**VII.2.1 : estimation du prix de béton par étage :**

Si l'on décortique ces couts selon chaque étage nous allons obtenir le tableau que voici

Tableau VII. 12: l'estimation du cout de béton par étage.

NIV	prix total par étage
RDC	2072704.51
1	1738151.56
2	1567177.06
3	1614592.06
4	1523021.56
5	1523021.56
6	1150434.01
7	1145629.21
E/T	175151.82
Le cout total	12 509883.40

VII.2.2 : estimation de prix de béton de la structure :

Le cout total des bétons de cette structure est :

Le prix total de l'infrastructure est : 5709690.00 DA

Cout total poteau – poutres – voiles – escaliers – dalle de compression – dalle pleine balcon =
 $12509883.40 + 5709690.00 = \mathbf{1\ 8219573.40\ DA}$

Conclusion générale

Conclusion générale

Nous commencerons par dire que ce projet de fin d'étude consistant en un calcul de structure pour une bâtisse en (R+7) nous a permis de mettre en œuvre les connaissances théoriques acquises durant notre cursus scolaire tant en ce qui concerne le béton armé , la résistance des matériaux , la géotechnique ...etc.

En d' autres termes nous nous sommes servis des outils qui nous ont été donné partiellement a fin de concevoir un projet en bonne et due forme .

Ce projet nous a appris a rechercher les données de plusieurs sources aussi bien les livres , les anciennes thèses , les enseignants , les bureaux d' études .

Et bien sur les difficultés rencontrées nous ont permis de mieux comprendre et d avancer .

Ce projet nous a appris qu' il existe un code de déontologie entre collègues ingénieurs de sorte que les stagiaires ou qu' ils aillent sont aidées par les collègues plus anciens .

Et pour finir nous avons déduits que nos enseignants quoi que des fois un peu sévères mais c'était pour notre bien et nous armer a affronter ce moment crucial de notre parcours .

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **BAEL91** : béton armé aux états limites
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- **RPA99/V2003** : règlement parasismique algérienne

Les livres et documents :

- Calcule pratique des strectures parasismiqueM ZERARI
- Conception et calcul des structures de bâtimentHENRY THONIER
- Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI
- Fondations et Ouvrages En TerreGérard Philipponat eddition 1979.
- Nouveau Guide Du Béton.....Georges Dreux
- Pratique de BAEL91Jean Perchat –Roux

Cours :

- Béton armé
- Cours de bâtiment
- Dynamique des structures.....
- Métré et estimation des prix
- Résistance des matériaux

Logiciels :

- AUTOCAD 2016 Dessin
- ETABS Analyse des structures
- EXCEL 2007 Calcul
- SOCOTEC..... calcul de sections
- WORD 2007 Traitement du texte