

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de génie civil et d'hydraulique



N° Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de
MASTER
Spécialité :Génie Civil
Option: Structure

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage
d'habitation**

Préparé par_:

- **BOUABIBSSA Khireddine**
- **BARA Abdelmoumen**

Dirigé par :

M. BELGHIAT Choayb

Membres de jury :

- M. GUETTICHE Abdelhak (Président)**
- Mme. DROUNA Karima (Examineur)**

Année universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement



*Nous tenons à remercier tout premièrement **Allah** le tout puissant pour la volonté, la santé, le courage et la patience qu'il nous a donnés durant toutes ces longues années pour arriver au terme de ce travail.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements très chaleureusement
et notre sincère gratitude :*

*A Notre promoteur M, **CH. Belghiat**, pour son orientation, Ses conseils, et sa disponibilité à tout moment de besoin d'orientation. Toutes nos reconnaissances pour vous.*

*A M, **A. Guettiche** et Mme, **K. Drouna**, pour accepter d'examiner et de juger notre travail.*

Nos sentiments de reconnaissance et nos remerciements vont également à l'encontre de toute personne qui a participé de près ou de loin, directement ou indirectement à la réalisation de ce travail.

Que Dieu vous accorde, son aide, dans tous vos projets et activités.



DEDICACE

A mes très chers parents

*Qu'ils trouvent en moi la source de leur
fierté*

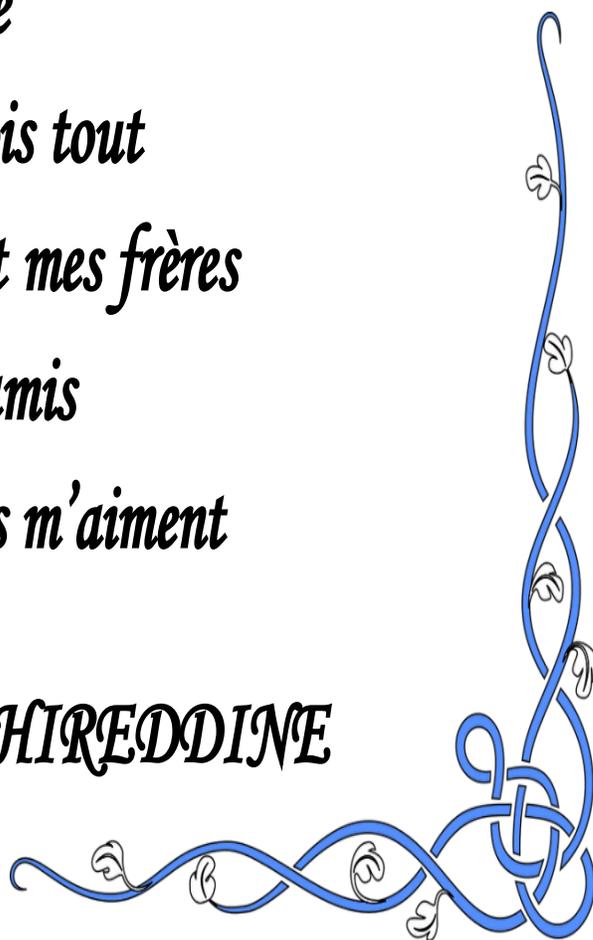
A qui je dois tout

A mes sœurs, et mes frères

A mes amis

A tous les gens m'aiment

KHIREDDINE





DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail
À mes parents source d'affectation de
courage et
tous mes frères et ma sœurs
à mon ami khireddine*

I.ABDELMOUMEN.I

Sommaire

Sommaire	I
Liste des tableaux	II
Liste des figures	III
Introduction générale	3

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction	4
I.2 Présentation de l'ouvrage	4
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment	5
I.4 Caractéristiques géométriques du sol	6
I.5 Description de l'ossature	6
I.6 Règles et hypothèses de calcul	9
I .6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)	9
I.6.2- Règlement (BAEL 91)	9
I.6.3 -Nature des actions	11
I .6.4 Combinaison d'action	11
I .7 Caractéristiques mécaniques des matériaux	12
I .7.1 Béton	12
I.7.2 Acier	17
I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet	19
I.9 Conclusion	20

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charge

II.1 Introduction	21
-------------------------	----

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux	21
II.2.1 Planchers	21
II.2.1.1 Planchers à corps creux	21
II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)	23
II.2.2 Évaluation des charges	27
II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux	29
II.3.1 Poutres	29
II.3.2 Poteaux	31
II.3.3 Voile	37
II.4 Conclusion	39

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction	40
III.2. Calcul de l'acrotère	40
III.2.1 Introduction	40
III.2.2 Evaluation des Charges	40
III.2.3. Sollicitations	41
III.2.4 Ferrailage	41
III.2.5 Armature de répartition	44
III.2.6 Vérification au cisaillement	44
III.3 Calcul des balcons	44
III.3.1 Introduction	44
III.3.2 Evaluation des charges	45
III.3.3 Calcul des moments	45
III.3.4 Ferrailage du balcon	46
III.3.5 Vérification à L'ELS	47
III.4 Calcul des escaliers	49
III.4.1 Définition	49
III.4.2 Schéma statique	49
III.4.3 Charges et surcharges	50
III.4.4 Combinaisons des charges	50
III.5 Etude de la poutre palière	62
III.5.1 Définition	62

III.5.2 Pré dimensionnement	63
III.5.3 Calcul de la poutre palière	63
III.6 Les Planchers	67
III.6.1 Généralité	67
III.6.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure	68
III.6.3 Type et Position des poutrelles	68
III.6.4 Méthodes de calculs	69
III.6.5 Calcul des sollicitations des poutrelles	71
III.6.6 Ferrailage des poutrelles	77
III.6.6.1 Les poutrelles dans la terrasse	77
III.6.6.2 Les poutrelles dans l'étage courant	81
III.6.7 Conclusion	86

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction	87
IV.2 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique	87
IV.2.1 Méthode statique équivalente	87
IV.2.2 Méthode modale spectrale	88
IV.3 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente	89
IV.3.1 Définitions de la valeur des coefficients	89
IV.4 Modélisation et résultats	91
IV.4.1 Modélisation	91
IV.4.2 Analyse de la structure	91
IV.5 Calcul des actions sismiques	97
IV.6 Conclusion	106

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

V.1 Introduction	107
V.2 Actions et sollicitations	107
V.3 Ferrailage des poteaux	108
V.3.1 Hypothèses de calcul	109
V.3.2 Etat limite de stabilité de forme	109
V.3.3 Détermination des sections d'acier	110
V.4 Recommandations des réglements	113
V.4.1 Armatures longitudinales	113
V.4.2 Vérifications	115
V.5 Ferrailage des poutres	118
V.5.1 Recommandations du RPA99/2003	118
V.5.2 Ferrailage des poutres	119
V.5.2.1 Poutre principale	119
V.5.2.2 Poutre secondaires	126
V.6 Étude des voiles	131
V.6.1 Introduction	131
V.6.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	131
V.6.3 Rôle de contreventement	131
V.6.4 Avantages des voiles	132
V.6.5 Combinaisons des actions	132
V.6.6 Recommandations du RPA99	132
V.6.6.1 Aciers verticaux	132
V.6.6.2 Aciers horizontaux	133
V.6.7 Règles communes	133
V.6.8 Disposition des voiles	133
V.6.9 Ferrailage des voiles	134
V.6.10. Exemple de calcul	135
V.7 Conclusion	146

Chapitre VI: Etude des fondation

VI.1 Introduction	147
VI.2 Facteur de choix du type de fondation	147
VI.3 Choix de type de fondation	147
VI.3.1 Vérification de la semelle isolée	148
VI.3.2 Vérification de la semelle sous poteaux	149
VI.3.3 Schéma de Ferrailage	150
VI.3.4 Semelle filantes sous voile	151
VI.3.4.1 Semelle filantes sous voile v1 (y-y)	151
VI.3.4.2 Semelle filantes sous voile v2 (x-x)	152
VI.3.4.3 Schéma de Ferrailage	153
VI.4 Longrine	153
VI.4.1 Définition	153
VI.4.2 Dimensionnement de la longrine	153
VI.4.3 Ferrailage de la longrine	153
VI.4.4 Schéma de Ferrailage	154
VI.5 Conclusion	155
Conclusion générale	156
Les références	158
Logiciels utilisés	158
Annexes	160

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques du bâtiment	5
Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des aciers	18

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et décents de charge

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible)	27
Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)	27
Tableau II.3: Evaluation des charges des cloisons extérieures	27
Tableau II.4: Evaluation des charges de l'acrotère	28
Tableau II.5: évaluation des charges du palier	28
Tableau II.6: évaluation des charges de la volée (la paillasse)	28
Tableau II.7: évaluation des charges du balcon	29
Tableau II.8: Les différentes sections de Poteau	34
Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation	34
Tableau II.10: La descente de charge de poteau le plus sollicité	35

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Ferrailage de la dalle pleine	46
Tableau III.2: Vérification des contraintes à l'ELS	48
Tableau III.3: Combinaisons des charges l'escalier	51
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations	53
Tableau III.5: Les charges d'escalier	54
Tableau III.6: Tableau récapitulatif des sollicitations	57
Tableau III.7: Vérification des contraintes à l'ELS	60

Tableau III.8: Ferrailage longitudinal de la poutre palière	64
Tableau III.9: Vérification à l'ELS	66
Tableau III.10: Les combinaisons d'action	68
Tableau III.11: Tableau récapitulatif des sollicitations	68
Tableau III.12: Ferrailage en travée	78
Tableau III.13: Ferrailage en appui	78
Tableau III.14: Tableau récapitulatif des résultats	80
Tableau III.15: Vérification des contraintes à l'ELS	80
Tableau III.16: Tableau récapitulatif des sollicitations	81
Tableau III.17: Ferrailage en travée	82
Tableau III.18: Ferrailage en appui	82
Tableau III.19: Tableau récapitulatif des résultats	83
Tableau III.20: Vérification des contraintes à l'ELS	84

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1: Coefficient d'Accélération de Zone A	89
Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de comportement R	90
Tableau IV.3: Valeur de facteur de qualité	90
Tableau IV.4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	91
Tableau IV.5: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel	96
Tableau IV.6: Valeurs du coefficient C_t	97
Tableau IV.7: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site	98
Tableau IV.8: Résumé des résultats	99
Tableau IV.9: Vérification de l'effort tranchant à la base	99
Tableau IV.10: l'effort Normal	100
Tableau IV.11: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les poteaux	100
Tableau IV.12: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les voiles de contreventement	100
Tableau IV.13: Vérification des déplacements au sens x-x	101
Tableau IV.14: Vérification des déplacements au sens y-y	102
Tableau IV.15: Vérification de l'excentricité	103
Tableau IV.16: Vérification au renversement au sens x-x	104

Tableau IV.17: Vérification au renversement au sens y-y	104
Tableau IV.18: Vérification d'effort normal réduit des poteaux	105
Tableau IV.19: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x	105
Tableau IV.20: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y	106

Chapitre V : Calcul des élément résistants

Tableau V.1: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques	109
Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux	109
Tableau V.3: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux	114
Tableau V.4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux	114
Tableau V.5: Ferrailage longitudinal des poteaux	114
Tableau V.6: Choix des armatures transversales	115
Tableau V.7: Sollicitations de la poutre principale	119
Tableau V.8: Ferrailage des poutres principales	122
Tableau V.9: Vérification a l'ELS de la poutre principale	125
Tableau V.10: Sollicitations de la poutre secondaires	126
Tableau V.11: Ferrailage des poutres secondaires	127
Tableau V.12: Vérification a l'ELS de la poutre secondaire	130
Tableau V.13: Vérification de la compression du béton	130
Tableau V.14: Caractéristique géométrique des voiles	135
Tableau V.15: Caractéristique géométrique de voile	141

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Bâtiment en 2D	4
Figure I.2 : Plan Etage Courant	5
Figure I.3 : Plan Terrasse Inaccessible	5
Figure I.4 : Plancher à corps creux	7
Figure I.5 : Dalle pleine	7
Figure I.6 : Brique creuse	8
Figure I.7 : Diagramme des déformations limitent de la section	10
Figure I.8 : Module de déformation instantané et différé	15
Figure I.9 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU	16
Figure I.10 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS	17
Figure I.11 : Diagramme contraintes déformation de l'acier.	18

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et décents de charge

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	22
Figure II.2 : Poutrelle	23
Figure II.3 : coupe escalier	24
Figure II.4 : Coupe en élévation d'escalier	26
Figure II.5 : Coupe en élévation d'un poteaux	31
Figure II.6 : Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan)	33
Figure II.7 : Surface afférente du poteau (40x40).....	33
Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge	34
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation	38

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Type d'acrotère	40
FigureIII.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère	41
Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère	44
Figure III.4: Disposition et nombre d'appuis de balcon	45
Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon.....	49
Figure III.6 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	63
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	67
Figure.III.8: Schéma représentant le positionnement des poutrelles.	69
Figure.III.9 : Evaluation des efforts tranchants.....	71
Figure.III.10. Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.	74
Figure.III.11: Evaluation des moments et efforts tranchants	75
Figure.III.12: Evaluation des moments et efforts tranchants.	77
Figure III.13: Schéma de ferrailage des planchers.....	86

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1 : Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial.....	92
Figure IV.2: Tableau. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante)	92
Figure IV.3: Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan	93
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan	93
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan.	94
Figure IV.6: Deuxième variante des voiles.	94
Figure IV.7 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).....	95
Figure IV.8 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).....	95
Figure IV.9: Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).	96
Figure IV.10 : La relation entre la période empirique et analytique.	97
Figure IV.11 : Distribution de l'effort Normal	100
Figure. IV.12 : Résumé des résultats de ROBOT.	101
Figure IV.13 : Résumé des résultats de ROBOT	102
Figure IV.14 : Résumé des résultats de ROBOT	103
Figure IV.15 : moment stabilisant et moments de renversements	104

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux.	117
Figure V.2: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale	118
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres principales	126
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	131
Figure V.5 : Disposition des voiles	133
Figure V.6 : Diagramme des contraintes du voile X	135
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile sur le sens X	140
Figure V.8 : Diagramme des contraintes du voile Y	141
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de Voile sur le sens Y	146

Chapitre VI : Etude des fondation

Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée	148
Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante.....	149
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage Semelle filantes.....	150
Figure VI.4 : Dimension de la semelle filante sous voile.	151
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage Semelle filantes sous voile.....	153
Figure VI.6: Schéma de Ferrailage de longrine.	154

Liste des abréviations et symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j_θ	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.

M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P	Poids
R	coefficient de comportement global.
$T1, T2$	période caractéristique, associé à la catégorie du site.
W	poids propre de la structure.
hN	Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu .
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

λ	Coefficient d'élanement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_l	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة قمنا بعرض دراسة مفصلة لبنائية من الخرسانة المسلحة ذات استخدام السكني والتي تتشكل من طابق أرضي وخمس طوابق سكنية المتواجدة في ولاية ميلة التي تصنف كمنطقة (IIa) وفق (RPA99 version 2003) حيث زودت هذه البناية بنظام مضاد للزلازل متشكل من هياكل خرسانية وجدران حاملة من جهة اخرى سمح لنا هذا العمل بتوضيح تأثير الزلزال على التصميم المعماري وكذا خصائص مواد البناء توزيع الحمولة و تقدير الابعاد للعناصر الأولية والثانوية تم يدويا وفق القوانين المعمول بها في الجزائر (CBA.93 et RPA99 version 2003....) من جهة اخرى حسابات تسليح العناصر الهيكلية تم بفضل نتائج المحاكات برنامج robot (2014) وفي الاخير تم اعتماد أساسات شريطية نظرا لموقع البناء

الكلمات المفتاحية :

البناء ، الخرسانة المسلحة، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل نسخة 2003 ، روبات للتحليل الهيكلي 2014.

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, ce qu'il s'agit d'un Rez de chaussée plus (05) étages implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le RPA99 version 2003. A savoir, le contreventement de cette structure est assuré par un système mixte portiques voiles. Par ailleurs, le présent travail nous a permis de mettre en avant l'effet du séisme sur la conception architecturale ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de construction. Les descentes de charge et le pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires ont été réalisés manuellement conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 version 2003.....etc.). Par contre, les calculs de ferrailage des éléments structuraux ont été faits grâce aux résultats de la simulation par le logiciel structural analyses Robot 2014. Finalement, des semelles filantes ont été adoptées en vue du site de construction

Mots clés: Bâtiment, Béton armé, Robot structural analyses 2014, RPA99 version 2003, BAEL91.

Abstract

Within the framework of the end of the study project, we presented a detailed study of a reinforced concrete residential building, it consists of a ground floor and five additional floors located in Mila, This region is classified as seismic zone (IIa) according to (RPA99 version 2003), he lateral stability of this structure is ensured by a mixed system of frames and shear walls. Additionally, this work allowed us to highlight the seismic effect on architectural design and the characteristics of construction materials. The distribution of the load and preliminary dimensioning of the primary and secondary structural elements was done manually according the applicable Algerian codes (CBA.93 et RPA99 version 2003.....).(Robot 2014) Finally, continuous foundations were adopted due to the construction site

Key words: Building, Reinforced Concrete, RPA99 V2003, Robot d'analyse structural 2014, BAEL91.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

En génie civil, les ingénieurs s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public. Ceci en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003, DTR. Dans notre projet, l'ouvrage étudié s'agit d'un bâtiment R+5, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation. Elle est contreventée par un système de contreventement mixte portique voile. Après la réalisation de la descente des charges et le pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique a été effectuée afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et de calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

L'objectif de notre travail alors est de mettre en application les connaissances acquises durant la formation master, le travail est subdivisé en six chapitres, le premier consiste à donner une présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. Le second chapitre est réservé au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire. Dans le quatrième chapitre, le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT 2014 a été utilisé pour le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Par la suite, les résultats obtenus sont utilisés pour le ferrailage des éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA 99/version 2003 ce qui présente le chapitre cinq. Finalement, le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure et est suivi d'une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations. Ainsi que leurs dimensions et les caractéristiques de ses matériaux. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91[1], RPA99modifié en2003)[2]. Ces derniers s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le bon pratique de dimensionnement et ferrailage des éléments.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le présent projet s'agit d'étudier un bâtiment (R+5) en béton armé composé d'un Rez de chaussé d'usage commerciale et cinq étage d'habitation identique. L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de MILA classée comme une zone de faible sismicité (**zone IIa**) selon le Règlement Parasismique Algérien **99** version **2003**.

Les vus en plan et les coupes des étages sont représentés sur les figures suivants :



Figure I.1 : Bâtiment en 2D.

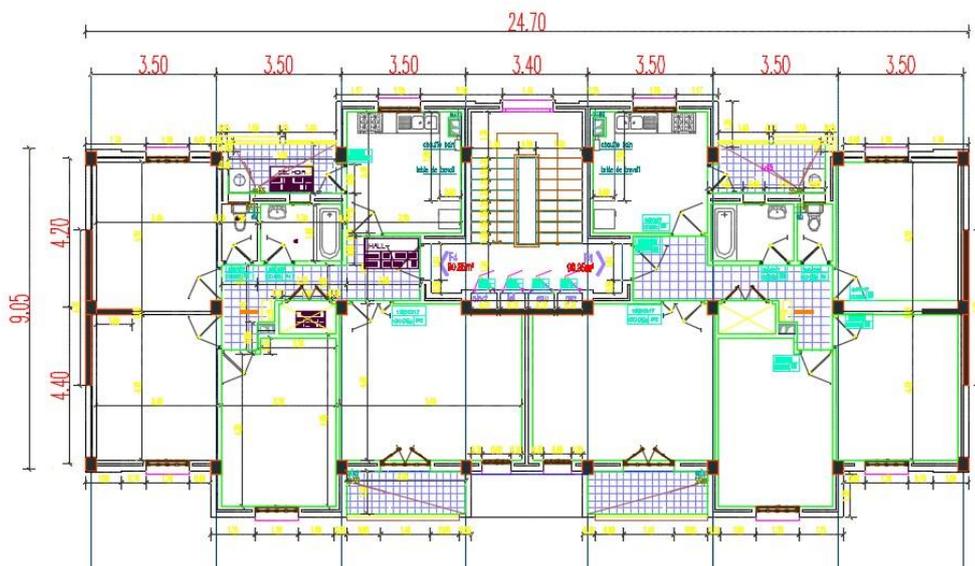


Figure I.2 : Plan Etage Courant

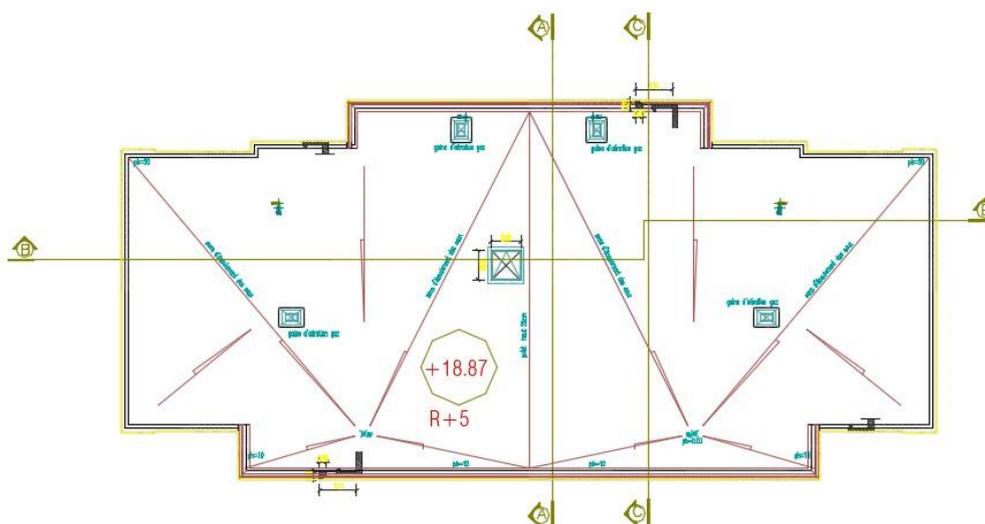


Figure I.3 : Plan Terrasse Inaccessible

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment

Dimensions en élévation	Hauteur totale de bâtiment	18.87 m
	Hauteur du rez-de-chaussée	3,57 m
	Hauteur étage courant	3,06m
Dimensions en plan	Longueur totale	24,70 m
	Largueur totale	9.00 m

I.4 Caractéristiques géométriques du sol

- Le bâtiment est implanté à Mila classée par le (RPA 2003)[2] comme zone de faible sismicité (**Zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (**Groupe 2**).
- Le site est considéré comme ferme (**S₃**).
- La Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.8$ bars.

I.5 Description de l'ossature

- **Conception structurales :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte portiques-voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA (version 2003)[2], Ce choix assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

- **Planchers :**

Dans notre projet, nous avons utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux pour le RDC et les étage courant.
- Dalle pleine pour les balcons.

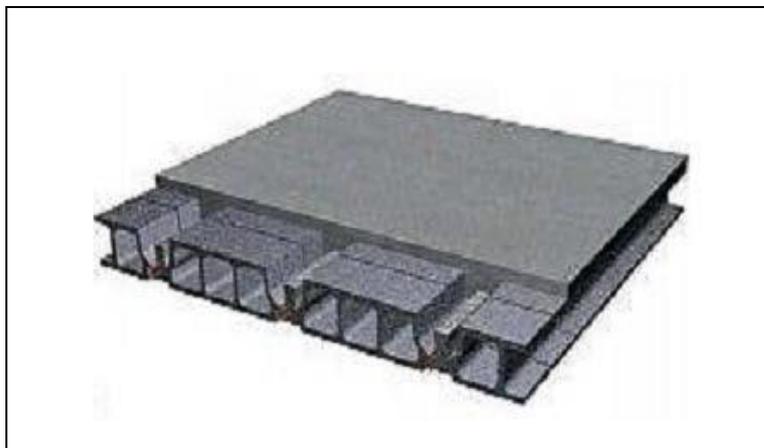


Figure I.4 : Plancher à corps creux

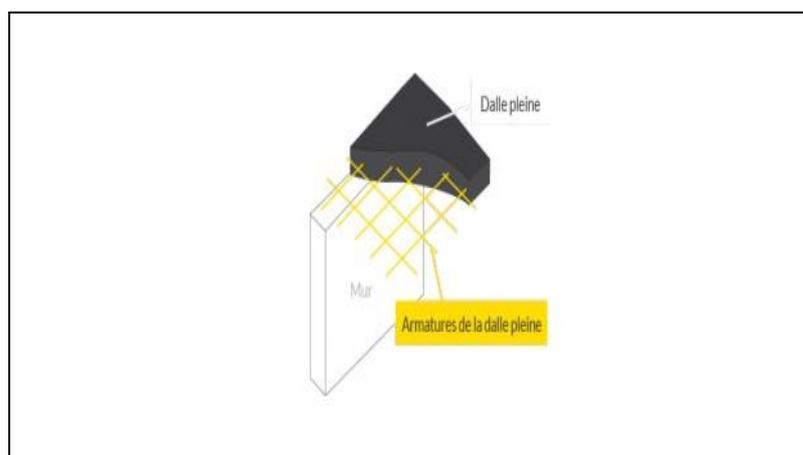


Figure I.5 : Dalle pleine

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux sollicités en flexion plane destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations aux poteaux. On distingue deux types :

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

- **Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et les transmettre ensuite aux fondations.

- **Escalier :**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 6^{ième} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

- **Murs :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

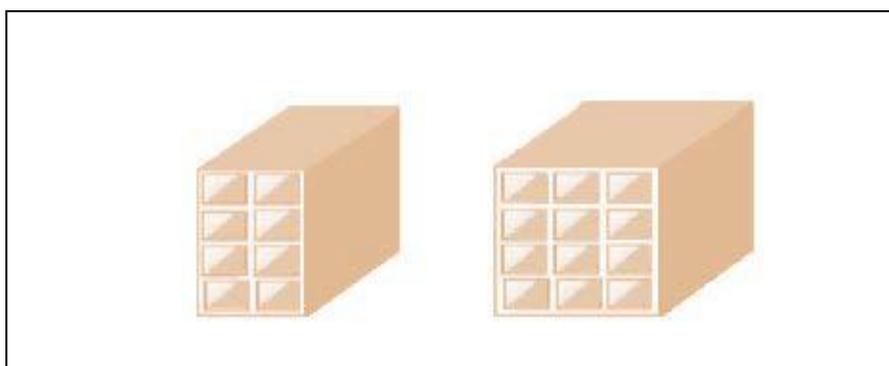


Figure I.6 : Brique creuse

- **Revêtement :**

Pour notre bâtiment on distingue ce qui suit :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- **Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements.
- Encastrement de la structure dans le sol.

- **Acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

- **Isolation**

L'isolation acoustique est assurée inter étages par le vide de corps creux et la masse du plancher. Par contre, au niveau de murs extérieurs, l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose ce dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

I.6 Règles et hypothèses de calcul

Dans ce qui suit des hypothèses et des choix adoptés d'après les règlements utilisés dans notre projet.

I.6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)[2]

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en **zone IIa**. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

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, en outre que les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.6.2. Règlement (BAEL91[1]) (Béton Armé Aux Etats Limites).

Basant sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçue et calculer de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une bonne résistance de ses unités vis-à-vis la ruine totale ou partielle. Ainsi qu'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

a. Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1.35G + 1.5Q.$$

a.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton limite à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

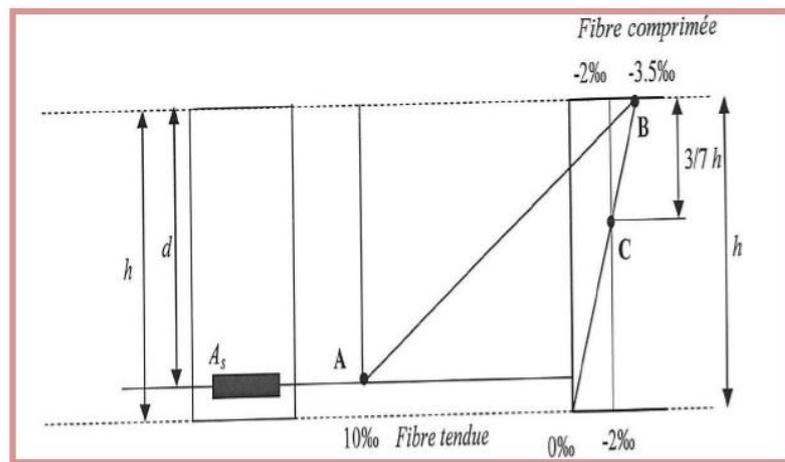


Figure I.7 : Diagramme des déformations limitées de la section.

Pivot A : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.

Pivot B : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple.

b. Etat limite de service

Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G+Q.$$

b.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$, $n = 15$) [2].

I.6.3 Nature des actions :

On distingue :

a) Action permanente : Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G et comprenant :

- Poids propre de la structure calculé d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution et la masse volumique de béton armé (étant près égale à $2.5t/m^3$).
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différées dans le temps (celle causée par le retrait du béton).

b) Action variable

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q et comprenant :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

c) Action accidentelle

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels tels que : les séismes, explosion, chocs et les incendies [3, 4, 5].

I.6.4. Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL91[1] :

- **Pour les plancher**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $1.35G+1.5Q$

A l'ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons à tenir en compte sont celle de RPA99/2003 [2]

- **Pour les poutres**

$1.35 G + 1.5 Q$ $G + Q \pm E$

$G + Q$ $0.8 G \pm E$

E : Effort sismique

- **Pour les poteaux**

$1.35G+1.5Q$ $G + Q \pm E$

$G + Q$ $0.8 G \pm E$

- **Pour les voiles**

$1.35G+1.5Q$ $G + Q \pm E$

$G + Q$ $0.8 G \pm E$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93[3], le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL91[1], ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [2].

I.7.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par un mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage. Il est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur

caractéristique requise $f_{c28} = 25$ MPa. Par ailleurs, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposés de manière à équilibré les efforts de traction).

I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** :
 - La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteinte une résistance suffisant.
 - Le placement des armatures.
 - Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains aux brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs au de réalisation.

- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé [9].

I.7.1.2 Dosage du béton

Les dosages minimaux à effectuer pour la préparation des différents bétons sont rapportés dans la norme **NF EN 206-1**. Même si plusieurs formules existent concernant la préparation du béton en fonction de la résistance voulue, on retrouve une formule de base pour la composition de 1 m³ de béton ordinaire (350 kg/m³)

- Ciment : 350 kg
- Sable : 750 kg
- Gravier : 1150 kg
- Eau de gâchage : 175 l

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³ [6, 9].

I.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93)[3] :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisant longue.

a) Résistance du béton à la compression (f_{cj})

Dans les cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours. Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm.

Pour le béton d'un âge $j < 28$ jours la résistance caractéristique la compression est donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{cases} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

Lorsque l'âge de béton dépasse 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $f_{cj} = 1.1f_{c28}$.

La résistance caractéristique a la compression f_{c28} est prise égale à **25MPa**.

b) Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas $f_{ij} = 2.1$ (MPa).

c) Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c.1) Module de déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

c.2) Module de déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 10818.685 \text{ MPa}$$

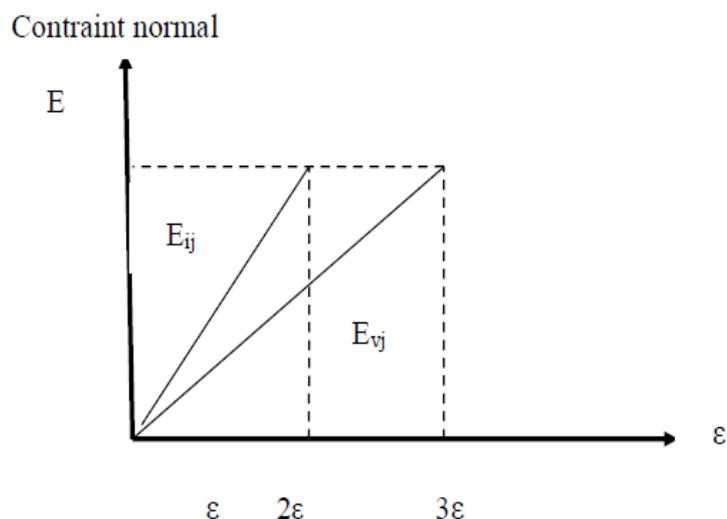


Figure I.8: Module de déformation instantané et différée.

c.3) Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+V)}$$

- E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- V : coefficient de poisson.

d) Coefficient de Poisson

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

- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- $\nu = 0.2$ dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

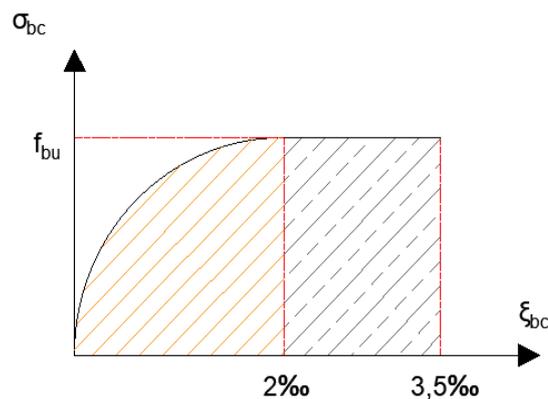
e) Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

Figure I.9 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec:

θ : dépend du probable d'application (t) de la charge:

- $\theta = 0.85$ si $t < 1h$
- $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton.

Le coefficient γ_b :

- 1.5 : en situation durable.
- 1.15 : en situation accidentelle.

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

➤ $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$ en situation durable.

➤ $f_{bu} = 18.47\text{MPa}$ en situation accidentelle.

f) Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites est donnée par les expressions suivantes :

➤ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} .$$

➤ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} .$$

➤ Dans le cas des armatures inclinées

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.27 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5\text{MPa}$$

Diagramme contrainte déformation du béton à ELS

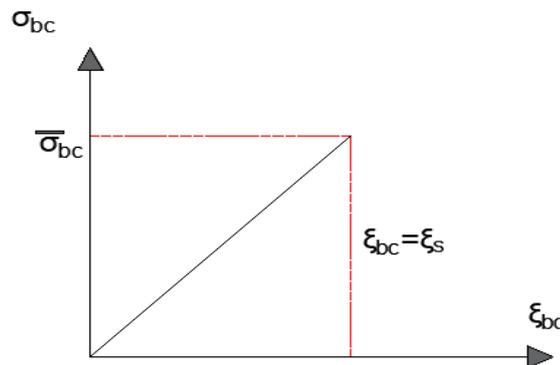


Figure I.10: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

D'où : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

I.7.2 Acier

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

➤ Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.

➤ Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.7.2.1 Caractères mécaniques

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications et l'état limite d'élasticité garantie par le fournisseur est désignée par $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Treillis soudés (T.S) : Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise treillis soudés.

Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des aciers [7].

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
Haute adhérence (HA)	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés	TLE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	60	

a) Contraint limite de l'acier

a.1) Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

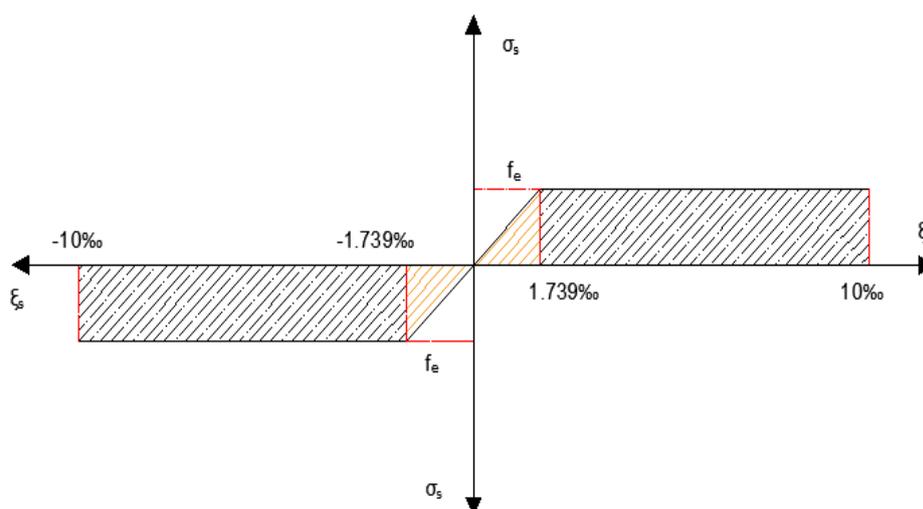


Figure I.11: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit on remplaçant f_e par f_e/γ_s , et on conservant la pente E_s de la droite d'élasticité.

Le coefficient γ_s :

- 1.15 : en situation durable.
- 1 : en situation accidentelle.

On rappelle que : $E_s = 200000\text{MPa}$

$$\text{Si } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s$$

Contraintes de traction

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ donc : } \sigma_s = f_e/\gamma_s$$

Pour $f_e = 400\text{MPa}$:

- $\sigma_s = 348\text{MPa}$ en situation durable.
- $\sigma_s = 400\text{MPa}$ en situation accidentelle.

a.2) Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

- $\sigma_s = 400\text{MPa}$ préjudiciable.
- $\sigma_s = 201.63\text{MPa}$ Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 164.97\text{MPa}$ Fissuration très préjudiciable.

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

• Béton

- Ciment CPJ dosé à 350 kg/m^3
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$
- $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$
- $E_{ij} = 32164.195\text{MPa}$
- $E_{vj} = 10818.78\text{MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

• Acier

- Les barres (HA): Fe E400
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

I.9 Conclusion

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera, par conséquence, la stabilité de la structure entière. Après avoir agglomérer tous ce qui touche de près ou de loin notre structure, on se dirige vers la première étape de conception de notre bâtiment. Cette première étape s'agit d'un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux comme rapporte le chapitre suivant.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des
éléments de structures et
évaluation des charges.

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003[2] et du CBA93[3]. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. A savoir, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux :

II.2.1 Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux dont l'épaisseur totale doit satisfaire la condition de la flèche suivante : C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$L_{\max} = 3.20$ m.

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{320}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.22 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $h_t = 20$ cm.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

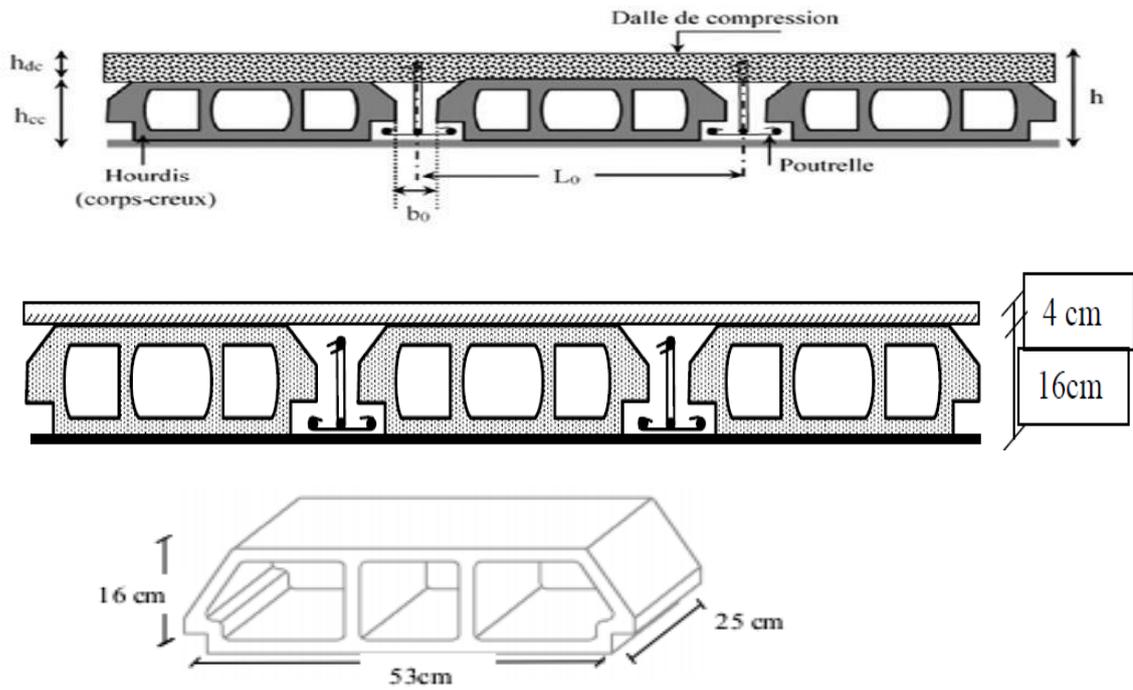


Figure II.1: Plancher à corps creux

a. Poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suivant :

$h = 20 \text{ cm}$.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (08 \text{ à } 12)$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{\min}}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles ($L_y = 310 \text{ cm}$).

Tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}.$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{310}{10}\right) = \min(27,5 ; 31) \text{ cm}$$

On adopte:

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\text{Pour la vérification : } b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}.$$

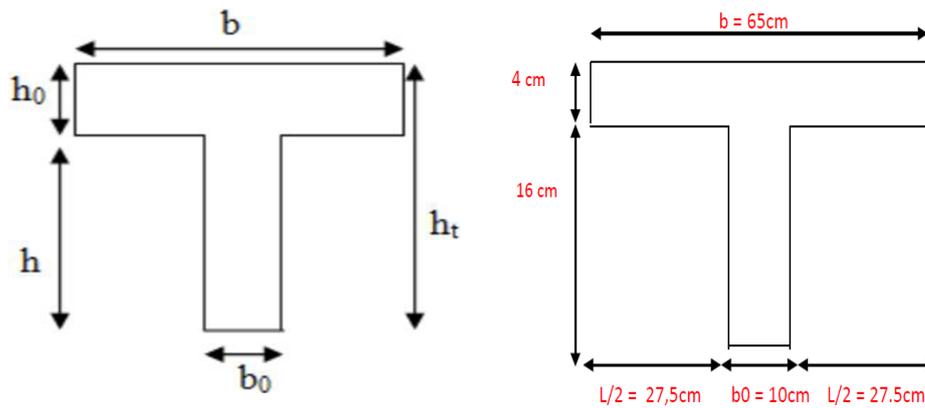


Figure II.2: Poutrelle.

II.2.1.2 Dalles pleines (Balcon) :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 15 \text{ cm}$.

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc : $L_x = 1.35m$

$$3.85 \leq e \leq 4.5$$

$$e = 4cm$$

c. Isolation phonique :

Selon les règles techniques «DTR C3.1.1» [4] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 15 \text{ cm}$.

$$e_{dalle} = \max(15; 4) \text{ cm}$$

$$e_{dalle} = 15 \text{ cm}$$

- **Acrotère:**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse,

Pour la terrasse inaccessible on prend (**h= 60cm**).

- **Escalier:**

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a deux types d'escalier en béton armé.

Etude de l'escalier :

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm.

La largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm.

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

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

Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

Escalier de RDC

$$n = \frac{357}{17} = 21 \text{ Contre marche.}$$

Trois volées :

$$h_1 = 51 \text{ cm}$$

$$h_2 = h_3 = 153 \text{ cm}$$

Nombre des contre marches par volée:

Volée 1 : $n = \frac{51}{17} = 3$ contre marche et **2 marche.**

Volée 2 : $n = \frac{153}{17} = 9$ contre marche et **8 marche.**

Volée 3 : $n = \frac{153}{17} = 9$ contre marche et **8 marche.**

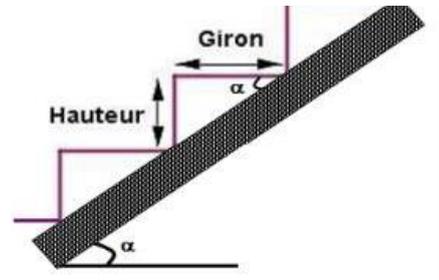


Figure II.3: coupe escalier

Type 1:

Angle de raccordement

$$\operatorname{Tg}\alpha = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = n \times h = 3 \times 17 = 51 \text{ cm}; \quad L' = (n-1) \times g = 2 \times 30 = 90 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H'}{L'} = 51/90 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ.$$

La pailasse est une dalle appuyée sur deux côtés :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad e \geq 11 \text{ pour deux heures de coup feu.}$$

Longueur de volée :

$$l_v = H' / \sin \alpha = 51 / \sin(29.53) = 103.47 \text{ cm}$$

$$L = l_v + 2l_p = 103.47 + 2 \times 130 = 363.47 \text{ cm}$$

$$12.11 \leq e \leq 18.17$$

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

Donc : **e = 15 cm.**

Type 2 :

Angle de raccordement

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H'}{L'} = 134/240 \rightarrow \alpha = 29.17^\circ.$$

$$l_v = H' / \sin \alpha = 134 / \sin(29.17) = 274.92 \text{ cm}$$

$$L = l_v + l_p = 274.92 + 170 = 444.92 \text{ cm}$$

$$14.83 \leq e \leq 22.24$$

e = 15 cm

Type 3 :

Angle de raccordement

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H'}{L'} = 151/270 \rightarrow \alpha = 29.22^\circ.$$

$$l_v = H' / \sin \alpha = 151 / \sin(29.22) = 309.32 \text{ cm}$$

$$L = l_v + l_p = 309.32 + 140 = 449.32 \text{ cm}$$

$$14.97 \leq e \leq 22.46$$

e = 15 cm

Escalier d'étage courant

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche.}$$

Deux volées :

$$h_1 = 153 \text{ cm} \quad ; \quad h_2 = 153 \text{ cm}$$

Nombre des contre marches par volée:

$$\text{Volée 1 : } n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche et } 8 \text{ marche.}$$

$$\text{Volée 2 : } n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche et } 8 \text{ marche.}$$

Type 1 :

Angle de raccordement

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 134/240 \rightarrow \alpha = 29.17^\circ.$$

$$l_v = H / \sin \alpha = 134 / \sin(29.17) = 274.92 \text{ cm}$$

$$L = l_v + l_p = 274.92 + 170 = 444.92 \text{ cm}$$

$$14.83 \leq e \leq 22.24$$

e = 15 cm

Type 2 :

Angle de raccordement

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 151/270 \rightarrow \alpha = 29.22^\circ.$$

$$l_v = H / \sin \alpha = 151 / \sin(29.22) = 309.32 \text{ cm}$$

$$L = l_v + l_p = 309.32 + 140 = 449.32 \text{ cm}$$

$$14.97 \leq e \leq 22.46$$

e = 15 cm

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

Donc : **e = 15cm.**

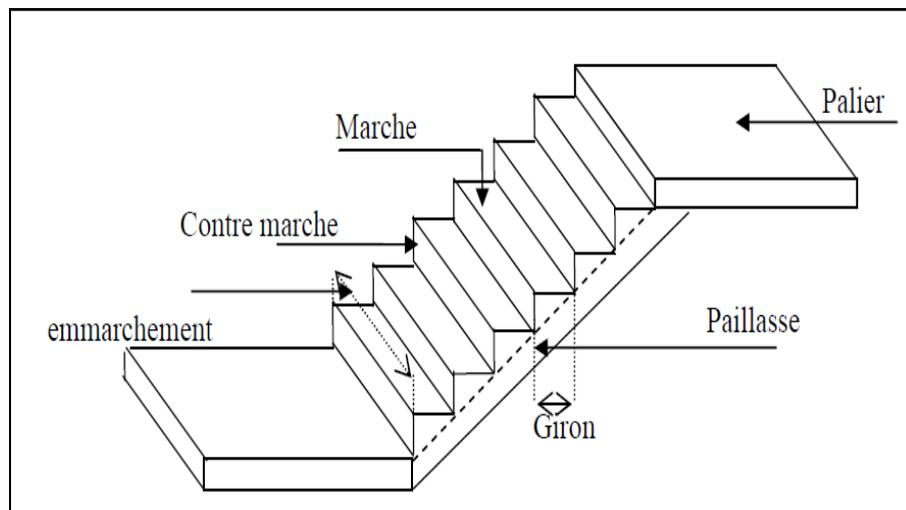


Figure II.4 : Coupe en élévation d'escalier.

II.2.2 Évaluation des charges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2 [4]

- Plancher terrasse (16+4).

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible)

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Protection (gravillon)	0.04	1700	68
2	Étanchéité multicouche	0.02	600	8
3	Forme de pente en béton	0.12	2200	264
4	Isolation thermique	0.04	1000	40
5	Plancher corps creux 16+4	0.2	-----	285
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
				G_t = 689 kg/m²
				Q_t = 100 kg/m²

- Plancher courant (16+4)

Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1700	34
4	Cloisons en brique	0.1	-----	100
5	Plancher corps creux (16+4) cm	0.2	-----	285
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
				G_{ec} = 523 kg/m²
				Q_{ec} = 150 kg/m²

- Cloison extérieurs :

Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.

N°	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Enduit Ciment	0.02	1800	36
2	Brique creux	0.15	900	135
3	Brique creux	0.10	900	90
4	Enduit plâtre	0.015	1000	15
Charge permanente Totale				G_e = 280 kg/m²

- **Acrotère:**

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

$$S = (0,60 \times 0,10) + \frac{0,03 \times 0,10}{2} + 0,07 \times 0,10$$

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

Tableau II.4: Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0.27
Béton	2.5
Enduit de ciment intérieur	0.27
TOTAL	3.04

- **Palier :**

Tableau II.5: évaluation des charges du palier

N°	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle plein	0.15	2500	375
5	Enduit en ciment	0.02	1800	36
Charge permanente totale				G_{pr}= 531
Surcharge d'exploitation				Q_{pr}= 250

- **La volée :**

Tableau II.6 : évaluation des charges de la volée (la pailasse)

N°	Désignation		e (m)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	2200	44
		Vertical	0,02h/g	2200	24.9
2	Marches		0.17/2	2200	187
3	Pailasse		0.15/cos(29.24)	2500	425
4	mortier de pose	Horizontal	0.02	2000	40
		Vertical	0,02h/g	2000	22.6
7	Enduit en ciment		0.02	1800	36
8	Gardes corps		-	-	60
Charge permanente totale					G_{pa}=839.5
Charge exploitation totale					Q_p= 250

- Balcon :

Tableau II.7: évaluation des charges du balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (Kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
Revêtement carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Enduit en ciment	2	1800	36
Dalle pleine	15	2500	375
Charge permanente totale			G = 531
Surcharge d'exploitation			Q = 350

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- Murs extérieurs : 2.80 KN/m²
- Acrotère : 3.04 KN/m²
- Escalier : G = 5.31 KN/m² (surcharge permanente pour palier de repos)
 G = 8.395 KN/m² (surcharge permanente pour paillasse)
 Q = 2.50 KN/m²
- Balcon : G = 5.31 KN/m²
 Q = 3.50 KN/m²

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a. Poutres principales

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99, les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A 99 version 2003.

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.1$ m)

D'où:

$$\frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h_t \leq 41\text{cm} \quad \text{Donc : soit } \mathbf{h_t = 40\text{ cm}} \text{ et } \mathbf{b = 30\text{ cm}}$$

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003)[2] qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre principale de section $(30*40)cm^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20cm \quad b=30 > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30cm \quad h=40cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de **(30*40) cm²**.

b. Poutres secondaires

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 3.20$ m)

D'où:

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h_t \leq 32 \quad \text{Donc : soit } h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003)[2] qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre secondaires de section $(30*35)cm^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20cm \longrightarrow b= 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30cm \longrightarrow h= 35cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc les poutres secondaires à une section de **(30*35)cm²**.

II.3.2 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91 [1], en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version 2003) [2].
- Les exigences de RPA en zone IIa.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone IIa**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

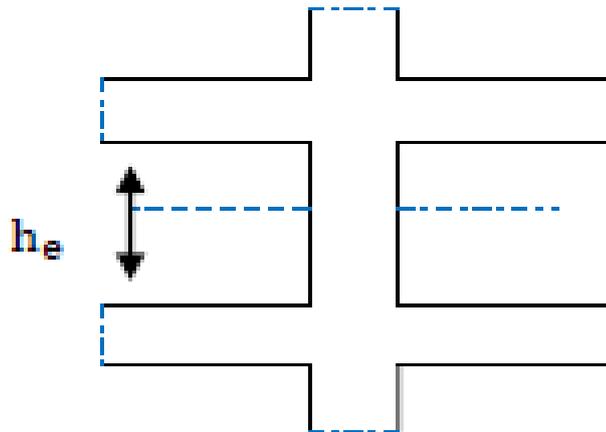


Figure II.5 : Coupe en élévation d'un poteau.

On adopte les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003)[2] citées ci-dessus. Ce qui peut être modifié encore une fois après l'analyse dynamique. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

(40×40) cm² pour tous les poteaux

Vérification (RPA99) :

Pour (40×40) cm²..... RDC :

min (40,40) ≥ 25cm.....cv

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{357}{20} = 17.85 \dots \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \text{cv}$$

Pour (40×40) cm²..... (1, 2, 3, 4, 5^{eme} étages):

$$\min(40, 40) \geq 25 \text{cm} \dots \text{cv}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \dots \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \text{cv}$$

Descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément est nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure durant laquelle on considère :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression:**

Sous terrasse Q₀.

Sous étage 1 Q₀+Q₁.

Sous étage 2 Q₀ +0,95 (Q₁ + Q₂).

Sous étage 3 Q₀ +0,90 (Q₁ + Q₂ + Q₃).

Sous étage 4 Q₀ + 0,85 (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄).

Sous étage n Q₀ + $\frac{3+n}{2+n}$ (Q₁+Q₂+..... +Q_n) Pour n≥5.

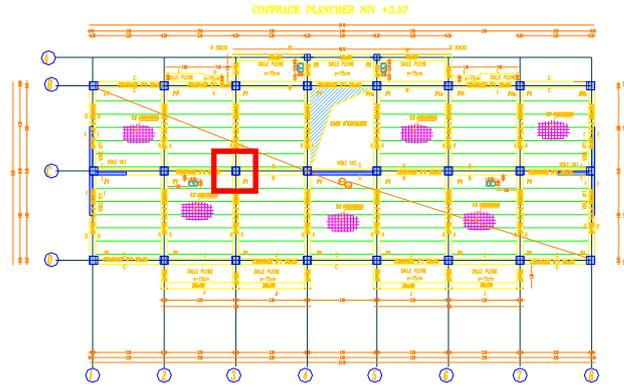


Figure II.6: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan). :

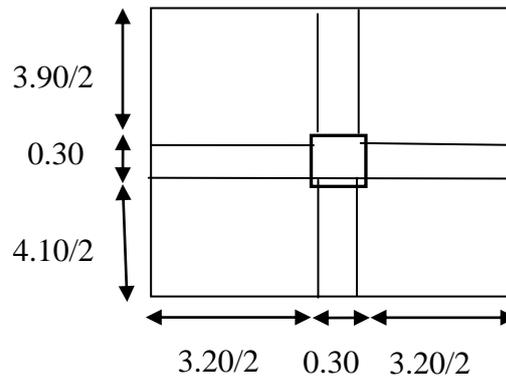


Figure II.7: Surface afférente du poteau (40x40).

- **Poteau intermédiaire : (La surface afférente)**

Donc : $S_t = 12.79m^2$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 12.79 * 6.85 = 87.61KN \\ Q = 12.79 * 1 = 12.79KN \end{cases}$$

Plancher étages:

$$\begin{cases} G = 12.79 * 5.23 = 66.89KN \\ Q = 12.79 * 1.5 = 19.18KN \end{cases}$$

Les poutres :

$$G_{pp} = 25 \times 4.05 \times 0.30 \times 0.40 = 12.15KN.$$

$$G_{ps} = 25 \times 3.2 \times 0.30 \times 0.35 = 8.4 KN.$$

a) Poteaux :

$$G_{Pot} = S \cdot 25 \cdot H_e$$

Tableaux II.8 : Les différentes sections de Poteau

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (S) m ²	Poids de Poteau
RDC	40 × 40	0.16	0.16 x 25 x 3.57= 14.28
1 ^{ème} - 2 ^{ème} - 3 ^{ème} - 4 ^{ème} - 5 ^{ème}	40 × 40	0.16	0.16 x 25 x 3.06= 12.24

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation :
- Plancher RDC Q=1.5 KN/m².
- Plancher 1^{er} au 4^{ème} (habitations) Q=1,5 KN/m².
- Plancher terrasse (non accessible) Q=1 KN/m².

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage égal à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs du tableau suivant. A savoir, la loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	Nq ₀ =1	1.00
4	Nq ₁ =q ₀ +q ₁	2.50
3	Nq ₂ =q ₀ +0,95 (q ₁ +q ₂)	3,85
2	Nq ₃ =q ₀ +0,90 (q ₁ +q ₂ +q ₃)	5,05
1	Nq ₄ =q ₀ +0,85 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄)	6,10
RDC	Nq ₄ =q ₀ +0,80 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅)	7.00

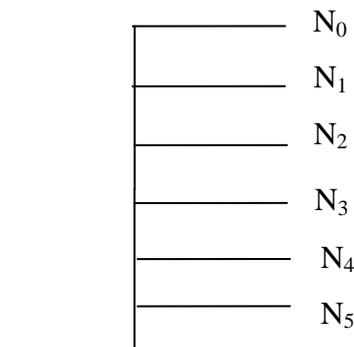


Figure II.8: Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges :

Tableaux II.10 : La descente de charge de poteau le plus sollicité.

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G (KN)	Charge d'exploitation Q(KN)
5 ^{ème} étage	N ₀	Plancher terrasse +Acrotère	$6.85 \times 12.79 + 1.72 = 89.33$	
		Poutres	20.55	
	Somme		109.88	12.79
4 ^{ème} étage	N ₁	Venant N ₀	109.88	
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage+ Mur extérieur	$67.72 + 2.8 = 70.52$	
		Poutres	20.55	
	Somme		214.28	31.97
3 ^{ème} étage	N ₂	Venant N ₁	214.28	
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage+ Mur extérieur	70.52	
		Poutres	20.55	
	Somme		317.59	49.24
2 ^{ème} étage	N ₃	Venant N ₂	317.59	
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage+ Mur extérieur	70.52	
		Poutres	20.55	
	Somme		420.9	64.58
1 ^{ème} étage	N ₄	Venant N ₃	420.9	
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage+ Mur extérieur	70.52	
		Poutres	20.55	
	Somme		524.21	78.02
R D C	N ₅	Venant N ₄	524.21	
		Poteaux	14.28	
		Plancher étage	70.52	
		Poutres	20.55	
	Somme		629.56	89.53
en ELU			$1.35 G = 849.90$	$1.5 Q = 134.29$
Effort normal à la base du poteau			N_u = 984.19 KN	

❖ Les vérifications nécessaires

a) Poteau RDC:

• L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 849.90 + 134.29 = 984.19 \text{ KN}$$

Selon le CBA93[3] (article B.8.7) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que: $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.15 \times 984.19 = \mathbf{1131.81 \text{ KN}}$.

Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1131.81 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.075 \text{ m}^2$$

On a: $B = 0.16 \text{ m}^2$

$B = 0.16 \text{ m}^2 > 0.075 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Vérification au flambement:

On doit faire la vérification suivante :

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur de poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.57 = 2.499m$$

$$B = 0.16m^2$$

$$I = \frac{0.0256}{12} = 0.213 * 10^{-2} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.213 * 10^{-2}}{0.16}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{2.499}{0.115} = 21.73 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{21.73}{35}\right)^2} = 0.789$$

D'après le BAEL91[1] on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{1131.81 * 10^{-3}}{0.80 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right)} = 0.066m^2$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIb}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone III}$$

Nous avons:

$$B_r = (40-2) * (40-2) * 10^{-4} = \mathbf{0.144 m^2}$$

$0.144 m^2 > 0.066 m^2 \dots\dots\dots$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.3.3 Voile :

a. Définition et Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003[2] (article

7.7.1) ce sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15cm$$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{22}) \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

Avec

L: longueur du voile.

e: épaisseur du voile.

h_e: hauteur d'étage.

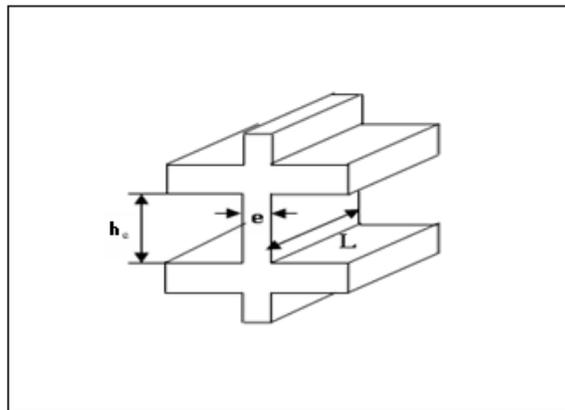


Figure II.9: Coupe de voile en élévation

Exemple de calcul :

On a pour un **RDC**

$$h_e = 3.57 - 0.40 = 3.17 \text{ m} ; \text{ alors } e \geq \frac{317}{22} \Rightarrow e \geq 14.4cm$$

On adopte:

e = 15cm et 20cm (D'après le calcul dynamique)

Pour **étage courant**

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} ; \text{ alors } e \geq \frac{266}{22} \Rightarrow e \geq 12.09cm$$

On adopte :

e = 15cm et 20cm (D'après le calcul dynamique)

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e \quad \text{donc on adopte: } L_{\min} \geq 60cm.$$

Dans notre cas : $L_{\min} = 200 \text{ cm}$C'est vérifier.

II.4 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments de notre structure (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) le bilan de résultats obtenus est rapporté par le paragraphe en dessous. On passe au chapitre suivant à l'étude et le ferrailage des éléments secondaires.

Plancher :

Plancher à corps creux 16+4 cm.

Voile :

Sens x : voile d'épaisseur de 20 cm.

Sens y : voile d'épaisseur de 15 cm.

Poutres :

Poutre principale : $b = 30$ cm ; $h = 40$ cm.

Poutre secondaire : $b = 30$ cm ; $h = 35$ cm.

Poteau :

Poteaux : RDC 1,2,3,4,5^{ème} étage : (40×40) cm.

Escalier :

$e = 15$ cm pour la paillasse.

$e = 15$ cm pour le palier de repos.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans toute structures, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul de l'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse dont la section défavorable est celle au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1).

III.2.2 Evaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Forces horizontales F_p sont calculée par la formule suivante :

$$F_p = 4A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA 99 version 2003}[2]$$

(Art 6.2.3)

$A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa),

$C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (tableau 6.1, RPA99/V2003).

$W_p = G_{ac} = 1.72 \text{ KN/ml}$ (Poids propre de l'acrotère).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.72 = 0.82 \text{ KN/ml}$$

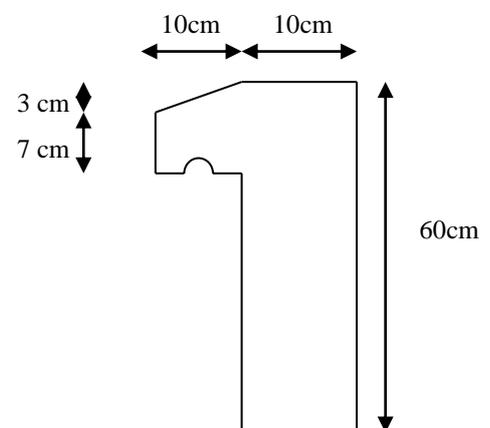


Figure III.1: Type d'acrotère

$F_P \leq 1,5Q$; $0,82 \leq 1,5$ (condition vérifiée)

Donc on fait le calcul avec Q .

III.2.3 Sollicitations :

III.2.3.1 Etat limite ultime :

$$N_u = 1,35N_G = 1,35 \times 1,72 = 2,322 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5N_Q \cdot h = 1,5 \times 1,00 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.3.2 Etat limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 1,72 = 1,72 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = N_Q = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.4 Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

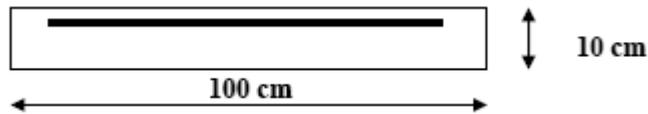


Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section:

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

III.2.4.1 Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,322} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

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

Calcul de l'élançement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } I = \frac{b \cdot h^3}{12}; B = b \times h; i = 0,029 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max(50, \min[67 \times e_0/h, 100]) \quad (\text{CBA93 (A.4.3.5.)})[3]$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41,38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = 0 \quad \text{avec: } M_G = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a > \max(2\text{cm}, l/250) = \max(2\text{cm}, 60/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \frac{l_f}{h} = 12$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N'_u = 2,322 \text{ KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,97 + 2,322 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1,06 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,106}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,0092 \Rightarrow \mu = 0,0109 < 0,186 \text{ pivot A.}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (ASC)

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

$$\alpha = 0,013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0.106}{0.089 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e * (e - 0.45d / e - 0.185d)$$

b/ 2^{ème} étape : Retour à la section réelle

La section des armatures tendues dont la section réelles est (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0.34 \times 10^{-4} - \frac{0.2322 \times 10^{-2}}{348} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.4.2 Calcul à l'ELS

$$M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 1.72 \text{ KN/ml.}$$

► Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{\text{ser}/A} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 1.72 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.67 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91[1]

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0.067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

III.2.4.3 Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s > \max (A_s; A_{ser}; A_{min})$

On adopte : **4HA8** = 2,01 cm²/ml espacée de 25cm

III.2.5 Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA6** avec un espacement de 15 cm

III.2.6 Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 0.017 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

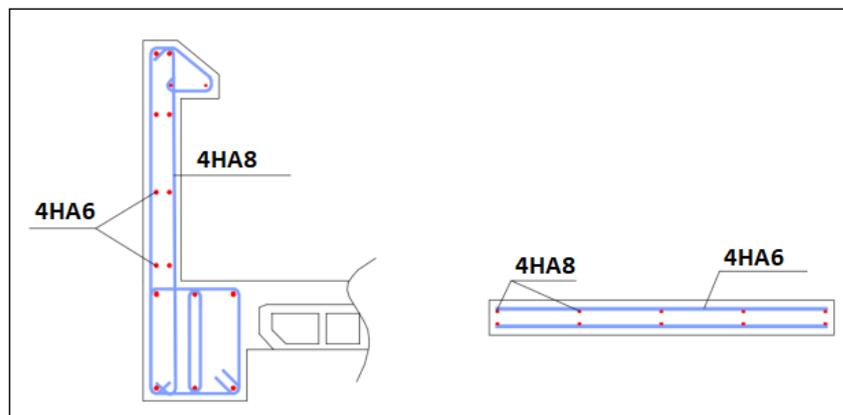


Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.3. Calcul des balcons :**III.3.1. Introduction :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L/50 < e < L/40 \Rightarrow$ avec $L = 1.35 \text{ m}$

$$2.7 \leq e \leq 3.37 \text{ on prend : } e = 15 \text{ cm.}$$

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrees.

$$L_y = 3.20 \text{ m}$$

$$L_x = 1.35 \text{ m}$$

$$\rho = L_x/L_y = 135/320 = 0.42$$

$\rho = 0.42 > 0.4$ alors la dalle travaille dans deux sens

III.3.2 Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

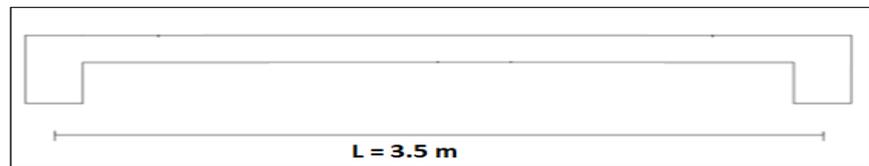


Figure III.4: Disposition et nombre d'appuis de balcon.

c) ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.418 \text{ KN/m}^2$$

d) ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/m}^2$$

Dans le cas des dalles travaillant dans les deux sens, les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

III.3.3 Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91[1] :

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x q u L_x^2$$

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$- \rho = L_x/L_y \text{ et de } \nu.$$

$$- \nu : \text{ Coefficient de poisson : } 0 \text{ à l' } E.L.U \text{ et } 0.2 \text{ à l' } E.L.S$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho=0.42 \quad \text{Donc: } \mu_x= 0.098$$

μ_y ne sont pas prendre en consideration car $\rho < 0.557$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.098 * 12.418 * 1.35^2 = 2.217 \quad \text{KN.m}$$

$$M_y = M_x = 2.217 \quad \text{KN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 0,85 * 2.217 = 1.884 \quad \text{KN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

appuis de rive : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x = 0,3 * 2.217 = 0.665 \quad \text{KN.m}$

appuis intermédiaire : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 0,5 * 2.217 = 1.108 \quad \text{KN.m}$

III.3.4 Ferrailage du balcon :

$b=100\text{cm}$; $h=15 \text{ cm}$; $d=0,9h=13.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
 $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.1: Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	Acal(cm^2)	Choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	2.217	0.008	0	0.010	13.44	0.47	3T8	1.51
	y-y								
Appuis	x-x	0.665	0.004	0	0.00501	13.47	0.23	3T8	1.51
	y-y								

a) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens X - X : } St = 100/3 = 33 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } St = 100/3 = 33 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{.cv} \end{cases}$$

✓ Appuis

$$\begin{cases} \text{sens x - x : } St = 100/3 = 33 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } St = 100/3 = 33 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

d) Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1) [3]

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$e= 15 \text{ cm}$ $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} Ax \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.50 \text{ cm}^2 \\ Ay \geq \rho_0 bh = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec: $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres a haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} - 0.42 \end{cases}$

✓ Travée :

Sens x-x : $A_x = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.50 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sens y-y : $A_y = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ vérifiée

✓ Appuis :

Sens x-x : $A_x = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.50 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sens y-y : $A_y = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [3]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

Vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12.418 * 1.35 * 3.20}{2 * 1.35 + 3.20} = 9.09 \text{ KN/m}$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = 5.58 \text{ KN/m}$$

$$T_u^{\max} = 9.09$$

$$\tau_u = \frac{9.09 * 103}{1000 * 135} = 0.067 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.5 Vérification à L'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.108 \\ \mu_y = 0.313 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q_{ser} * L_x^2 = 1.734 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.543 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 1.474 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 0.462 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 0.520 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s' (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .III.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

		Mser(KN.m)	As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	(x-x)	1.474	1.51	2.11	2528.57	1.23	vérifiée
	(y-y)	0.462	1.51	2.11	2528.57	0.38	
Appuis		0.520	1.51	2.11	2528.57	0.43	

c) Vérification de la flèche : (B.6.5, 1) [3]

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

Avec : h=0.15 m et L= 3.20 m.

$$A_{st} t = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad 0.047 < 0.062 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} \quad 0.047 < 0.062 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{AS \text{ app}}{b \times d} > \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0012 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

Donc il y'a un risque de flèche :

Il faut que

$$f = \frac{M_t * L^2}{10 * E_i * f_{t28}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton (*E_i* = 32164.2MPa)

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.08$$

$$\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda i = 17.5$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1158.92 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{1474000}{10 * 32164.2 * 11589200} = 0.044 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{320}{1000} = 0.8$$

$$f = 0.044 \text{ cm} \leq f = 0.355 \text{ cm.}$$

donc la flèche est Vérifiée.

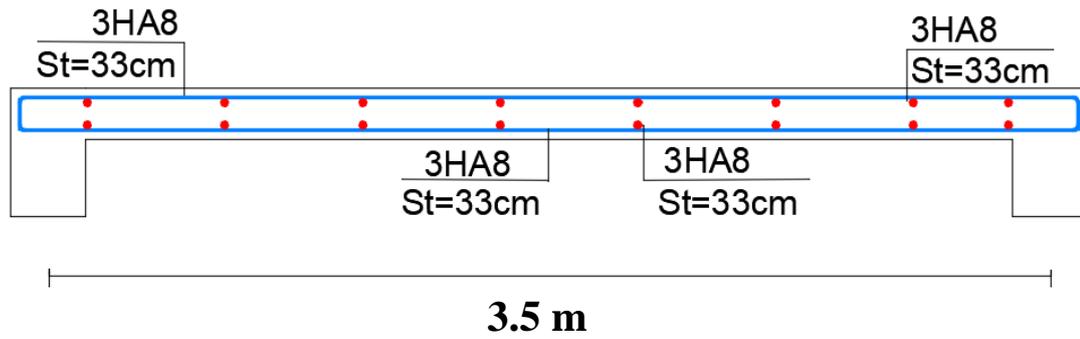


Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Calcul des escaliers

III.4.1 Définition

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quelque soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

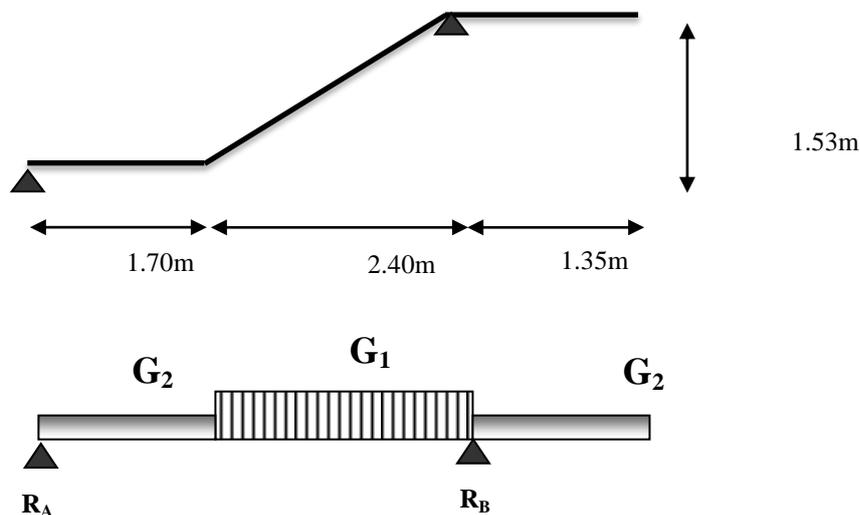
Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

Pour notre emmarchement on aura :

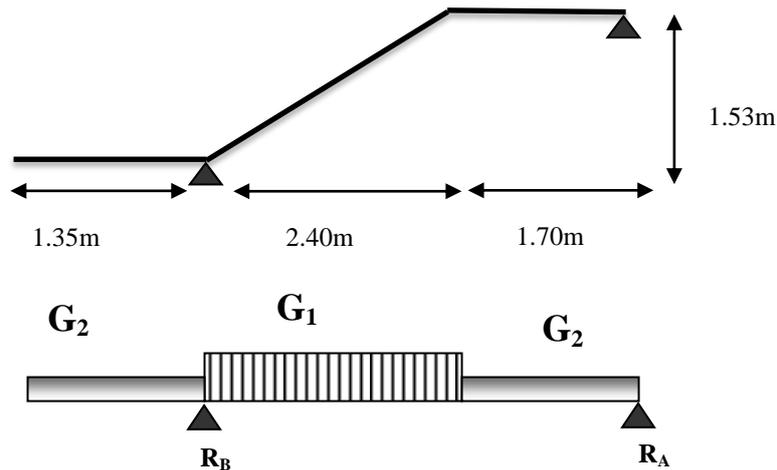
- Palier : $\longrightarrow G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.
- Paillasse : $\longrightarrow G = 8.395 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge $\longrightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

III.4.2 Schéma statique

Paillasse 1 :



Paillasse 2 :



III.4.3 Charges et surcharges

Paillasse : $G_1 = 8.395 \text{ KN/m}^2$

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Palier : $G_2 = 5.31 \text{ KN/m}^2$

$$Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.4.4 Combinaisons des charges

III.4.4.1 Calcul des charges à l'ELU et l'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

➤ **ELU :**

a) Palier

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.91 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 10.91 \text{ KN/m}$$

b) Paillasse

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 8.395 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.08 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 15.08 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS :**

a) Palier

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.31 + 2.5) \times 1 = 7.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 7.81 \text{ KN}$$

b) Paillasse

$$p_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (8.395 + 2.5) \times 1 = 10.89 \text{ KN/m}$$

$$p_s = 10.89 \text{ KN}$$

Tableau III.3: Combinaisons des charges l'escalier.

Combinaisons	ELU	ELS
Palier (KN/ml)	10.91	7.81
Volée (KN/ml)	15.08	10.89
Mur extérieure	7.1	5.3

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte les types d'appuis sur lesquels elle repose.

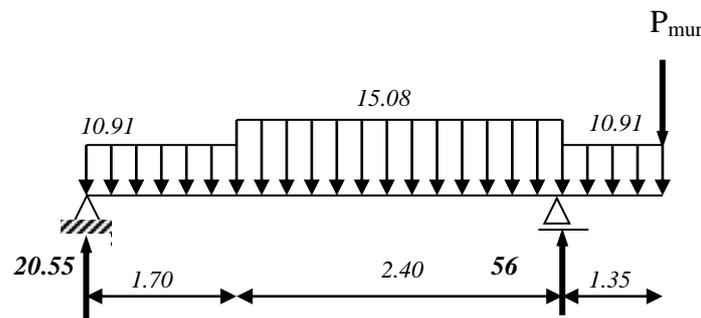
Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.4.4.2 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

Paillasse 1 :

ELU :



a. Calcul des réactions

□ ELU

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.1 \times R_B - (10.91 \times 1.7 \times 0.85) - (15.08 \times 2.4 \times 2.9) - (10.91 \times 1.35 \times 4.775) - (P_{\text{mur}} \times 5.45) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 56 \text{ Kn}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.91 \times 1.7) + (15.08 \times 2.4) + (10.91 \times 1.35) + (P_{\text{mur}})$$

$$\Rightarrow R_A = 20.55 \text{ Kn.}$$

□ ELS

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.1 \times R_B - (7.81 \times 1.7 \times 0.85) - (10.89 \times 2.4 \times 2.9) - (7.81 \times 1.35 \times 4.775) - (P_{\text{mur}} \times 5.45) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 56.04 \text{ Kn.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (7.81 \times 1.7) + (10.89 \times 2.4) + (7.81 \times 1.35) + P_{\text{mur}}$$

$$\Rightarrow R_A = 14.69 \text{ Kn.}$$

b. Calcul des moments et efforts tranchants :

□ **ELU**

Pour : $0 \leq x \leq 1.70$ m

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 20.55 - 10.91x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 20.55 \text{ kN}$$

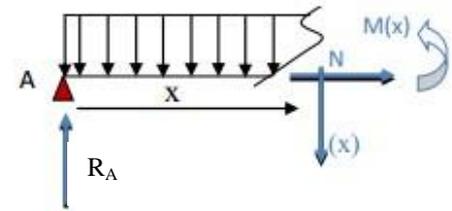
$$x = 1.70 \rightarrow T(x) = 2.003 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = 20.55x - 10.91 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.70 \rightarrow M(x) = 19.17 \text{ kN.m}$$



Pour : $1.70 \leq x \leq 4.1$ m

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 2.003 - 15.08 \times (x - 1.7)$$

$$x = 1.70 \rightarrow T(x) = 2.003 \text{ kN}$$

$$x = 4.1 \rightarrow T(x) = -34.18 \text{ kN}$$

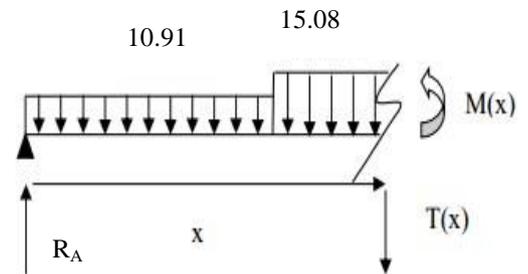
Moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = -7.54x^2 + 27.64x - 6.03$$

$$x = 1.70 \rightarrow M(x) = 19.16 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.83 \rightarrow M(x) = 19.30 \text{ kN.m}$$

$$x = 4.1 \rightarrow M(x) = -19.45 \text{ kN.m}$$



Pour : $0 \leq x \leq 1.35$ m

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -7.1 - 10.91x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = -7.1 \text{ kN}$$

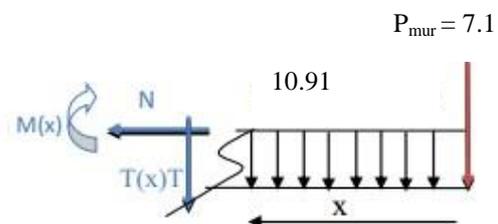
$$x = 1.35 \rightarrow T(x) = -21.82 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -7.1x - 10.91 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.832 \rightarrow M(x) = 19.27 \text{ kN.m}$$



□ **ELS**

Pour : $0 \leq x \leq 1.70$ m

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 14.69 - 7.81x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 14.69 \text{ kN}$$

$$x = 1.70 \rightarrow T(x) = 1.41 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = 14.69 x - 7.81 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.70 \rightarrow M(x) = 13.68 \text{ kN.m}$$

Pour : $1.7 \leq x \leq 4.1 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 1.41 - 10.89(x - 1.7)$$

$$x = 1.7 \rightarrow T(x) = 1.41 \text{ kN}$$

$$x = 4.1 \rightarrow T(x) = -24.72 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = -5.44x^2 + 19.89x - 4.45$$

$$x = 1.70 \rightarrow M(x) = 13.64 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.82 \rightarrow M(x) = 13.73 \text{ kN.m}$$

$$x = 4.1 \rightarrow M(x) = -14.34 \text{ kN.m}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -5.3 - 7.81 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = -5.3 \text{ kN}$$

$$x = 1.35 \rightarrow T(x) = -15.8 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -5.3x - 7.81 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.35 \rightarrow M(x) = -14.27 \text{ kN.m}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

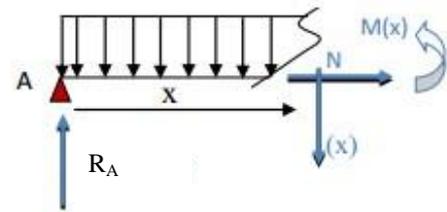
Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

Tableau.III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations

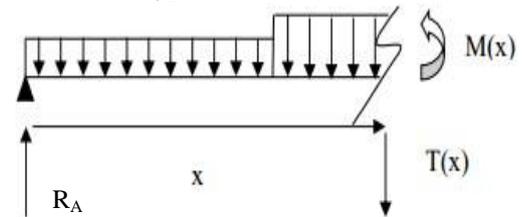
Désignation	M_0 (KN.m)	$M_a = 0.5M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	T_u (KN)
ELU	19.27	9.63	16.37	34.21
ELS	14.34	7.17	12.18	-

7.81

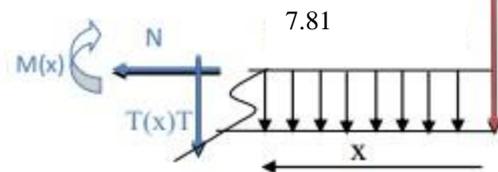


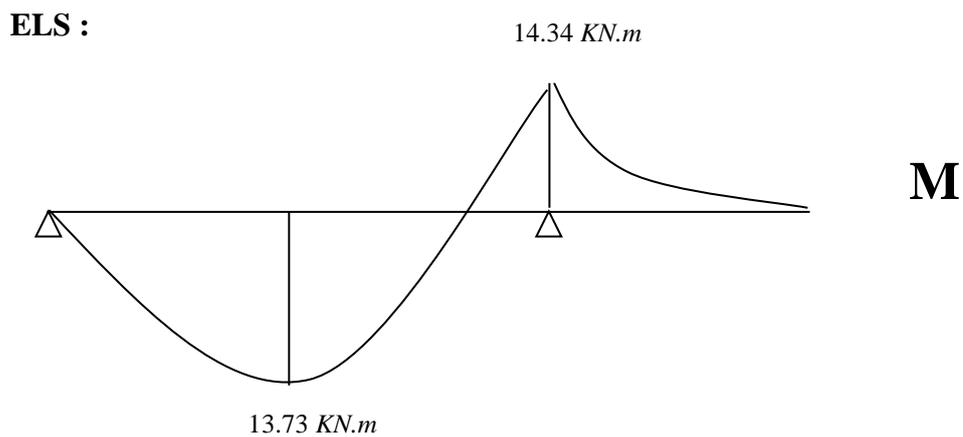
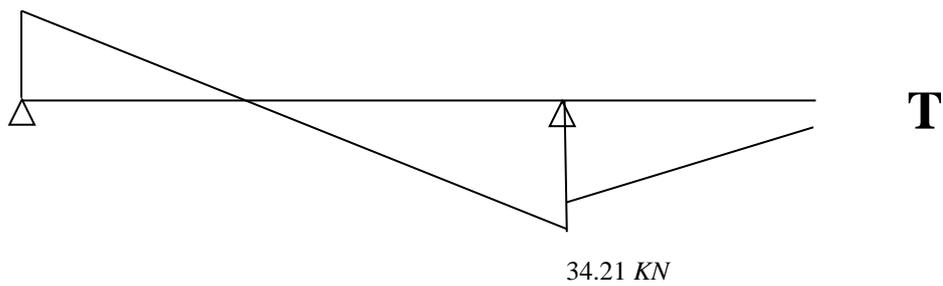
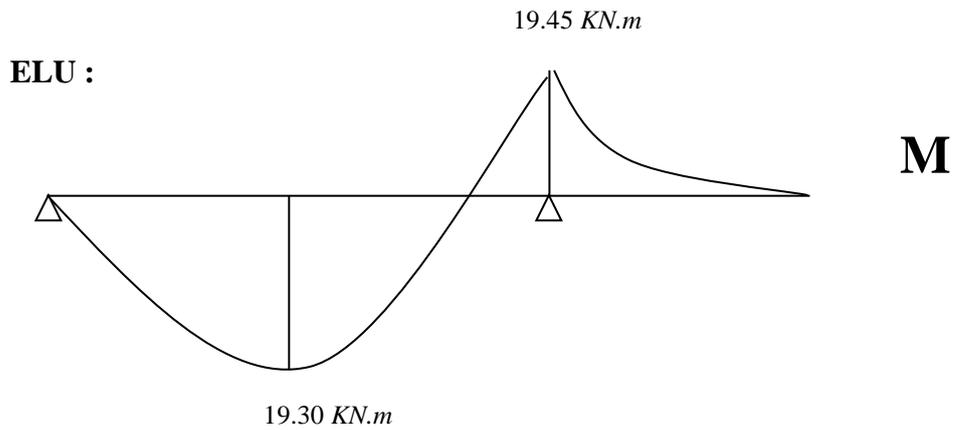
7.81

10.89



$P_{mur} = 5.3$

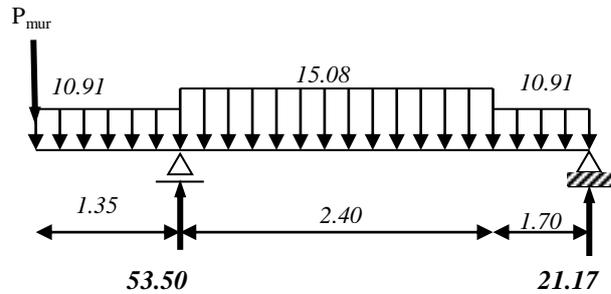




Paillasse 2 :

Tableau.III.5: Les charges d'escalier

Combinaisons	ELU	ELS
Palier (KN/ml)	10.91	7.81
Volée (KN/ml)	15.08	10.89
Mur extérieure	5.21	3.86



a. Calcul des réactions

□ ELU

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.1 \times R_A - (10.91 \times 1.7 \times 0.85) - (15.08 \times 2.4 \times 2.9) - (10.91 \times 1.35 \times 4.77) - (P_{\text{mur}} \times 5.45) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 53.50 \text{ kN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.91 \times 1.35) + (15.08 \times 2.4) + (10.91 \times 1.7) + (P_{\text{mur}})$$

$$\Rightarrow R_A = 21.17 \text{ kN.}$$

□ ELS

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.1 \times R_A - (7.81 \times 1.7 \times 0.85) - (10.89 \times 2.4 \times 2.9) - (7.81 \times 1.35 \times 4.77) - (P_{\text{mur}} \times 5.45) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 38.63 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (7.81 \times 1.35) + (10.89 \times 2.4) + (7.81 \times 1.7) + (P_{\text{mur}})$$

$$\Rightarrow R_A = 15.18 \text{ kN}$$

b. Calcul des moments et efforts tranchants :

□ ELU

Pour : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -5.21 - 10.91 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = -5.21 \text{ kN}$$

$$x = 1.35 \rightarrow T(x) = -19.93 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.21 x - 10.91 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.35 \rightarrow M(x) = -16.97 \text{ kN.m}$$

Pour : $1.35 \leq x \leq 3.75 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 33.57 - 15.08 \times (x - 1.35)$$

$$x = 1.35 \rightarrow T(x) = 33.57 \text{ kN}$$

$$x = 3.75 \rightarrow T(x) = -2.62 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.54x^2 + 53.92x - 76.08$$

$$x = 1.35 \rightarrow M(x) = -17.03 \text{ kN.m}$$

$$x = 3.75 \rightarrow M(x) = 20.08 \text{ kN.m}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -10.91x + 21.17$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 21.17 \text{ kN}$$

$$x = 1.70 \rightarrow T(x) = 2.62 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 21.17x - 10.91 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.7 \rightarrow M(x) = 20.22 \text{ kN.m}$$

□ **ELS**

Pour : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -3.86 - 7.81x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = -3.86 \text{ kN}$$

$$x = 1.35 \rightarrow T(x) = -14.40 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \Rightarrow M(x) = -3.86x - 7.81 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.35 \rightarrow M(x) = -12.32 \text{ kN.m}$$

Pour : $1.35 \leq x \leq 3.75 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 24.23 - 10.89(x - 1.35)$$

$$x = 1.35 \rightarrow T(x) = 24.23 \text{ kN}$$

$$x = 3.75 \rightarrow T(x) = -1.90 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.44x^2 + 38.91x - 54.99$$

$$x = 1.35 \rightarrow M(x) = -12.37 \text{ kN.m}$$

$$x = 3.75 \rightarrow M(x) = 14.42 \text{ kN.m}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -7.81x + 15.18$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 15.18 \text{ kN}$$

$$x = 1.7 \rightarrow T(x) = 1.90 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 15.18x - 7.81 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.7 \rightarrow M(x) = 14.52 \text{ kN.m}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

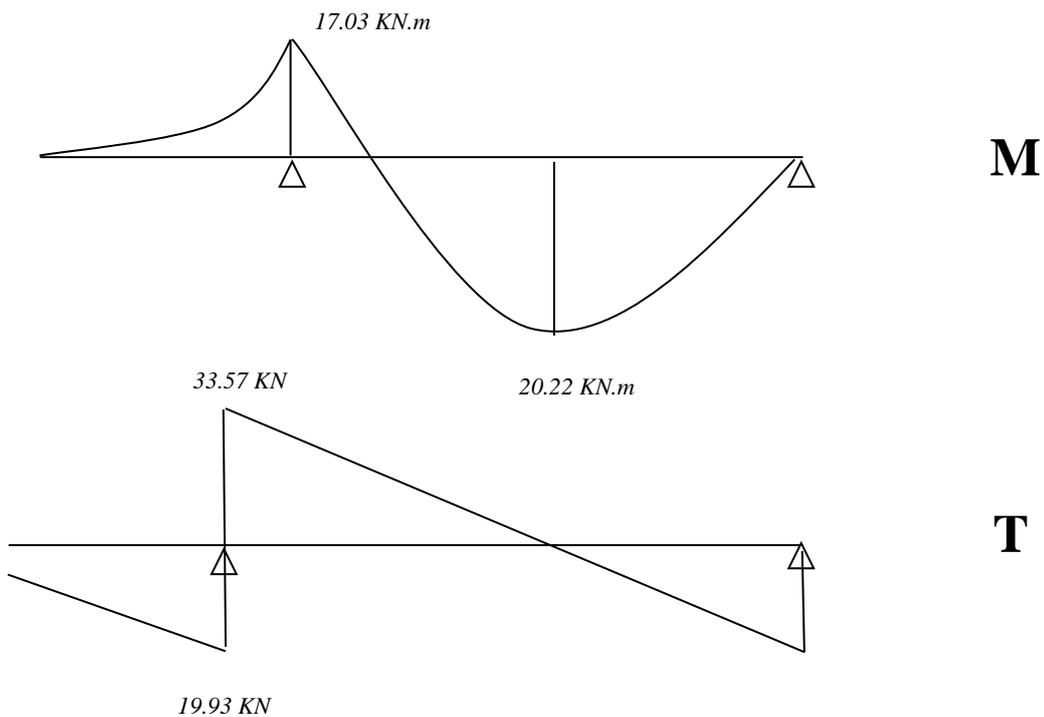
Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

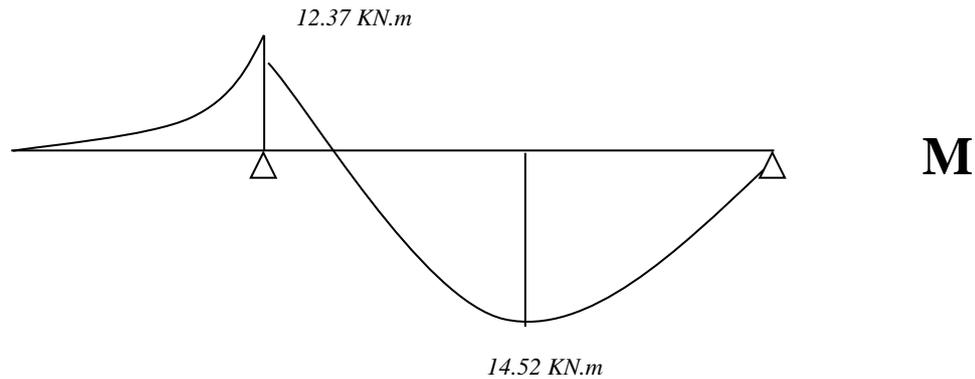
Tableau III.6: Tableau récapitulatif des sollicitations

Désignation	M_0 (KN.m)	$M_a = 0.5M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	T_u (KN)
E.L.U	20.22	10.11	17.18	33.57
E.L.S	14.52	7.26	12.34	-

ELU :



ELS :



III.4.4.3 Calcul de ferrailage

❖ Armatures longitudinales

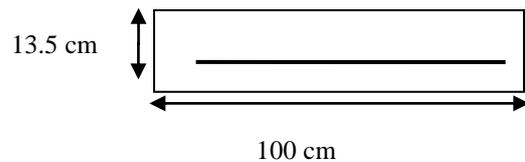
❖ Travée

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{17.18 \times 10^3}{14.2 \times (135^2 \times 1)} = 0.066 < 0.392$$

$$A'_s = 0 \quad \text{Section simplement armée.}$$



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.085$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.18 \times 10^6}{348 \times 0.966 \times 135} = 3.78 \text{ cm}^2$$

❖ Conditions non fragilité

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{1.5, 1.63\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 < 3.78 \text{ cm}^2$$

On pond **4HA12 ; 4.52 cm²**

❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{3ep, 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm$$

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$$

On prend **3HA10 ; 2.36cm²**

❖ **Espacement entre les armatures**

$$S_t \leq \min \{4h, 45cm\} = \min \{60, 45\}$$

$$S_t \leq 45cm$$

$$S_t = 25cm$$

❖ **Ferraillage aux appuis**

$$M_u = 10.11KN.m$$

$$\mu = \frac{10.11 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.039 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.024$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.990$$

$$A_u = \frac{10.11 \times 10^6}{0.990 \times 348 \times 135} = 2.17cm^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{1.5, 1.63\} cm^2$$

$$A_{\min} = 1.63cm^2 < 2.17cm^2$$

$$A_{\min} < A_s \longrightarrow A_s = 2.17 cm^2$$

On prend: **3HA12 S=3.39 cm²**

Espacement

$$S_t \leq \min \{3ep, 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = 25cm$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84cm^2$$

On prend : **2HA10 S=1.57 cm²**

Espacement entre les armatures

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60, 45\}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

Vérification à E.L.S

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Avec $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

Travée :

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 4.52 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y^2 + 1.35y - 18.30 = 0$$

$$y = 3.65\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{100 \times 3.65^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.65)^2 = 8199.02\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{12.34 \cdot 10^5 \times 3.65}{8199.02} = 0.054\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

Tableau III.7: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser(KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b ≤ σ̄ _b
Travée	12.34	4.52	3.65	8199.02	5.42	CV
Appuis	7.26	3.39	3.23	6486.57	3.61	

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{34.18 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0.253\text{MPa}$$

❖ **La fissuration est considérée comme peu préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{1.16\text{MPa}; 5\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.25 < 1.16 \rightarrow \text{CV}$$

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{545} = 0.027 \leq 0.0625 \rightarrow CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.027 < \frac{17.18}{10 \times 20.22} \Rightarrow 0.027 < 0.085 \rightarrow CNV \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \rightarrow CV \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche:

Il faut que :

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

E_i: module instantané de béton (E_i= 32164.2MPa)

I_{fi} : l'inertie fissurée

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})}$$

❖ Calcule le moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\left[\frac{bh^2}{2} + 15A_s d \right]}{bd + 15A_s}$$

$$V = \frac{\left[\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13.5 \right]}{100 \times 13.5 + 15 \times 4.52}$$

V= 8.58cm

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left[\frac{15}{2} - 8.58 \right]^2 + 15 \times 4.52(13.5 - 8.58)^2$$

I₀= 31515.79cm⁴

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3)0,003} = 7$$

❖ Calcul flèche instantanée (f_i) :

$$M_s = 12.34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15.M_s(d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 12.34 * (13.5 - 3.65)}{31515.79}$$

$$\sigma_s = 57.85 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.31$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1.1 * 31515.79}{1 + (0.31 * 7)}$$

$$I_{fi} = 10936.07 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fi}} = \frac{12.34 * 10^6 * (5.45 * 10^3)^2}{10 * 32164.2 * 10936.07}$$

$$f_i = 0.1042 \text{ cm}$$

$$f_i = 0.1042 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{545}{500} = 1.09 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

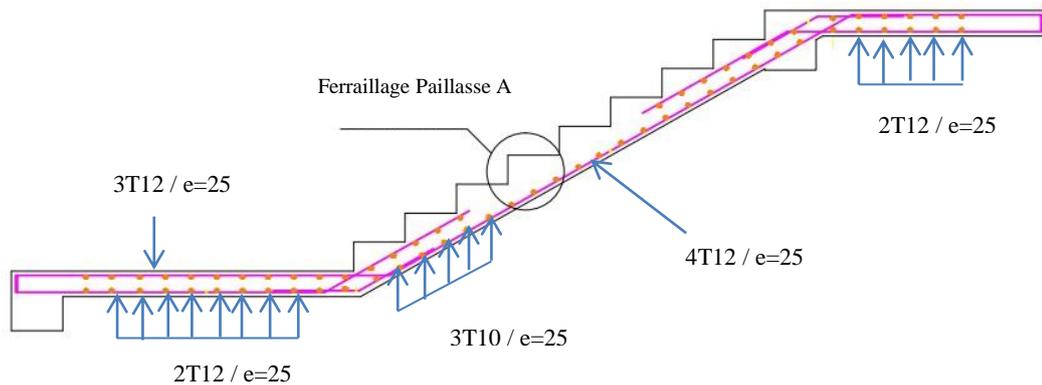


Figure III.6:schéma de ferrailage d'escalier.

III.5 Etude de la poutre palière

III.5.1 Définition

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier.

III.5.2 Pré dimensionnement

- **D'après le BAEL**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$

$$20.66 \leq h \leq 31 \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

- **D'après le RPA**

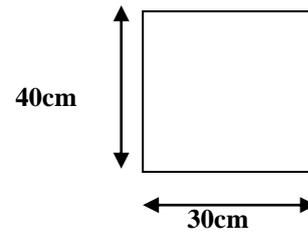
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/ version 2003 [2] suivant :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \Rightarrow \text{cv}$$

On adopte une section de (30*40) cm²



III.5.3 Calcul de la poutre palière

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

a. Calcul à la flexion simple

- Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre de la poutre palière : $g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3\text{KN/m}$

La charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU : } R_B^u = 56 \text{ KN} \\ \text{ELS : } R_B^s = 40.55 \text{ KN} \end{cases}$

Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times \frac{L}{2}$ provoqué par la flexion de la paillasse

- Calcul des sollicitations :

$$q = \begin{cases} \text{ELU } 1.35 \times (g_0 + P_m) + R_B^u = 65.27\text{KN/m} \\ \text{ELS } (g_0 + P_m) + R_B^s = 47.42 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ Les moments :

$$\text{Moments isostatiques: } \begin{cases} \text{ELU : } M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{65.27 \times 3.40^2}{8} = 94.31\text{KN.m} \\ \text{ELS : } M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{47.42 \times 3.40^2}{8} = 68.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments En travée: } \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 0.85M_0^u = 80.16\text{KN.m} \\ \text{ELS : } M_t^s = 0.85M_0^s = 58.24\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments En appuis:} \begin{cases} \text{ELU: } M_a^u = 0.5M_0^u = 47.15\text{KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^s = 0.5M_0^s = 34.26\text{KN.m} \end{cases}$$

✓ Efforts tranchants :

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 110.95\text{KN}$$

- Ferrailage longitudinal à l'ELU :

On a : b=30cm, h=40cm, d=36 cm

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III.8 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière

	M (KN.m)	μ	α	z (cm)	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	80.16	0.145	0.196	33.17	6.94	1.3	6.94
Appui	47.15	0.085	0.111	34.40	3.93	1.3	3.93

- Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{110950}{300 \times 360} = 1.02\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}^*$$

$$\tau_u = 1.02 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3\text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa} \quad (\text{pour les dalles})$$

$$\tau_u = 1.02\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires en vue de la résistance à l'efforts tranchants.

•Armatures transversales :

On fixe S_t = 15 cm en travée et S_t = 10 cm en appuis, et on calcul A_{trans}:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tran} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45\text{cm}^2 \\ A_{tran} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} \rightarrow A_{tran} \geq 0.487\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_t = \max(0.45\text{cm}^2; 0.487\text{cm}^2), \text{ donc on prend } A_{tran} = 0.487 \text{cm}^2$$

b. Calcul à la torsion

- Moment de torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = M_a \times \frac{L}{2} = 6.06 \times \frac{3.40}{2} = 10.30 \text{ KN.m}$$

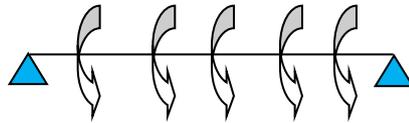
$$M_a = 0.3M_0$$

M_a : Moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière

D'après le BAEL91[1], dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\phi}{6}$), car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \text{Min}(b; h)$:Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

- Contrainte de cisaillement en torsion (BAEL A.5.4.22)



$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega : \text{ air du contour tracé à mi - hauteur} \\ \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 875 \text{ cm}^2 \\ U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm} \\ U : \text{ périmètre de la section} \end{array} \right.$$

$$\tau^{tor} = \frac{10.30}{2 \times 875 \times 5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{FNP}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.17 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C. V})$$

Pour une section pleine en béton armé les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment (BAEL A.5.4.3) [1].

- $(\tau_{tranchant})^2 + (\tau_{torsion})^2 \leq (\bar{\tau}_u)^2$
- $\tau_{tranchant} = 1.02 \text{ MPa}$
- $(1.02)^2 + (1.17)^2 \leq 3.33^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

- Ferrailage a la torsion :(BAEL A.5.4.4)

$$A_1^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{10.30 \times 120 \times 1.15}{2 \times 875 \times 400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailages transversaux

On fixe $S_t = 15$ cm en travée et $S_t = 10$ cm en appui

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{10.30 \times 15 \times 1.15}{2 \times 875 \times 400} = 0.25 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis: } A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{10.30 \times 10 \times 1.15}{2 \times 875 \times 400} = 0.16 \text{ cm} \end{cases}$$

c. Ferrailage global :

❖ Ferrailage longitudinal

- En travée :

$$A_{\text{tra}}^{\text{tot}} = A_{\text{tra}}^{\text{Fs}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 6.94 + \frac{2.03}{2} = 7.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$A_{\text{a}}^{\text{tot}} = A_{\text{a}}^{\text{Fs}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 3.93 + \frac{2.03}{2} = 4.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage transversal

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{Fs}} + A_t^{\text{tor}} = 0.487 + 0.25 = 0.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\emptyset 8 = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

a. Les vérifications nécessaires

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{max}} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} \leq A_1^{\text{tot}} = 8.42 + 5.65 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$A_1^{\text{tot}} \leq A_{\text{max}} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

a. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III .9: Vérification à l'ELS

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	58.24	13.70	88521.25	9.01	15	CV
Appui	34.26	11.71	66060.07	6.07	15	CV

b. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1)[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{40}{340} = 0.117 > \max \left[\frac{M_t}{10M_o} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.085 \dots \dots \text{(C.V)} \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{30 \times 36} \Rightarrow \frac{8.42}{30 \times 36} = 0.0077 \leq 0.0105 \text{ (C.V)} \\ 3: L = 3.40 < 8m \text{ (C.V)} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

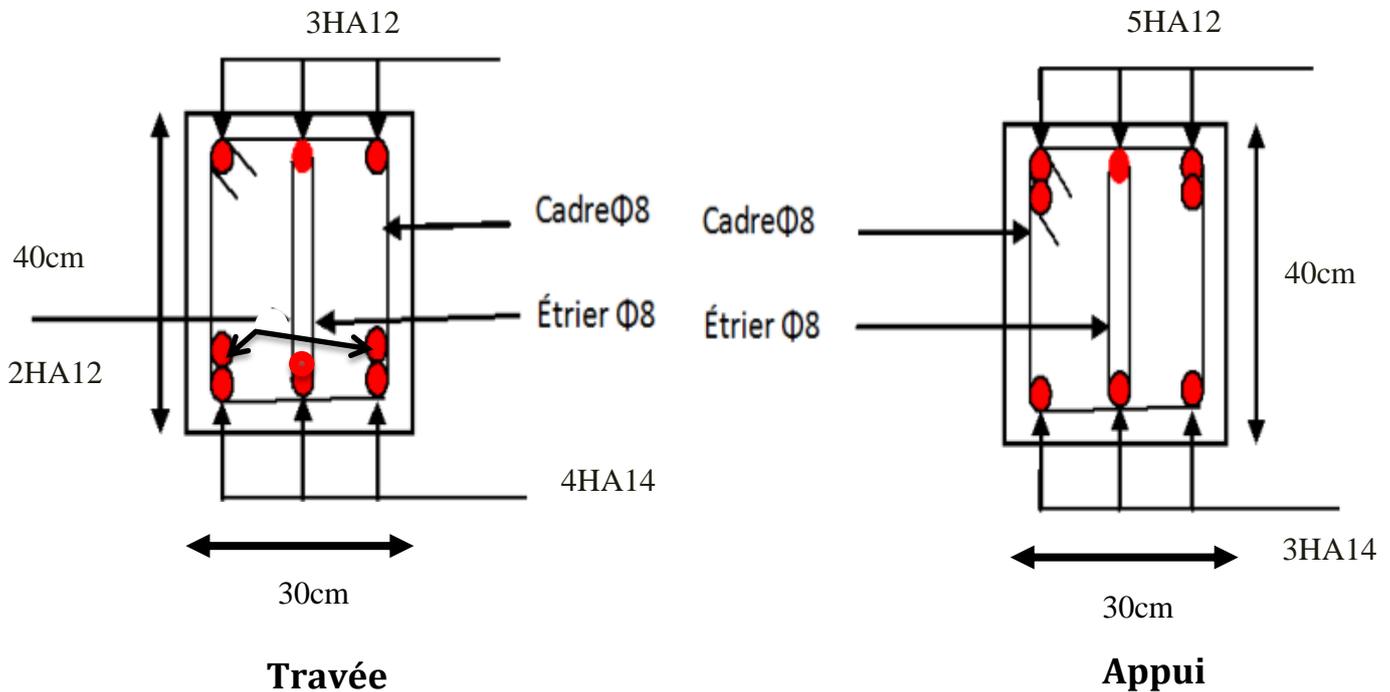


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Les Planchers :**III.6.1 Généralité :**

Les planchers sont les aires ou les surfaces planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre. Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique. Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :**a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :**

$$G_{\text{terrasse}} = 6850 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1000 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 6850 \times 0.65 = 4452.5 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

b) Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5230 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1500 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 5230 \times 0.65 = 3399.5 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

• **Les combinaisons d'action :**

❖ E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$

❖ E.L.S : $P_{\text{ser}} = g + q$

Tableau.III.10: Les combinaisons d'action.

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6985.87	6051.82
ELS	5102.5	4374.5

III.6.3 Type et Position des poutrelles :

a) Position des poutrelles :

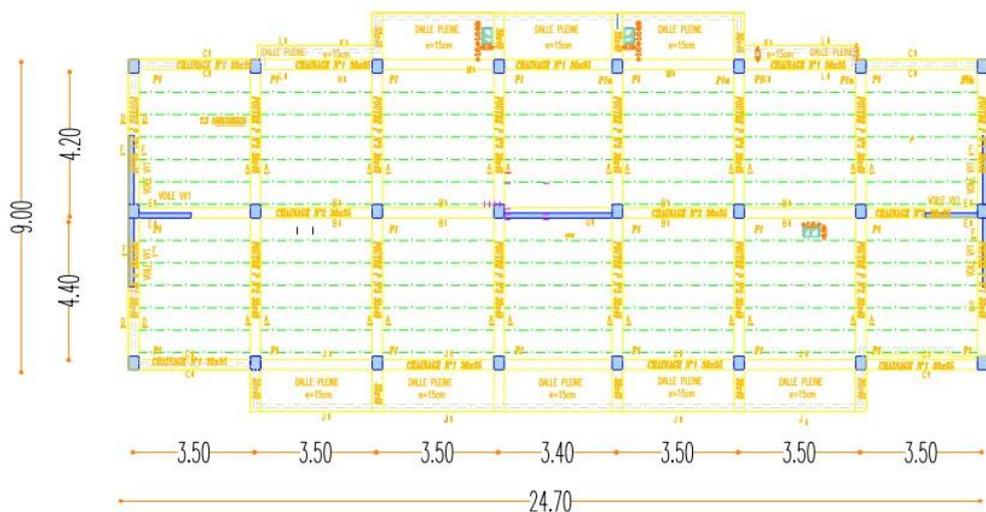


Figure III.8 : Schéma représentant le positionnement des poutrelles

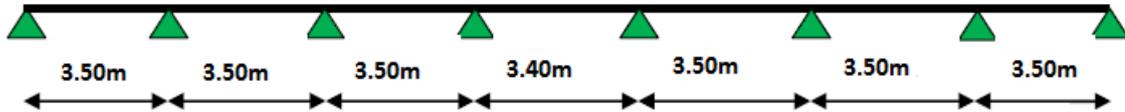
b) Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet, plusieurs types de poutrelles ont été étudiées :

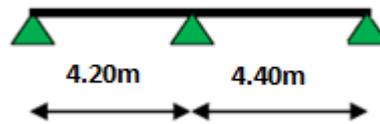
➤ **Plancher étage courant et Plancher terrasse inaccessible:**

On a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 8 appuis a 7 travées :



Type 2 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :

**III.6.4. Méthodes de calculs :**

Pour le calcul des sollicitations on applique la Méthode forfaitaire :

a) Conditions d'application :

- ✓ C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens
- ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q_G \leq \min(2; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- ✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- ✓ Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

b) Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q .

et soit : $\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de l'élément

➤ **Moment appuis :**

✓ **Sur les appuis de rive :** les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0,15M_0)$.

✓ Appuis intermédiaires :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de :

- $(-0.5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- $(-0.4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

➤ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

1. Dans le cas général $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right.$
2. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le cas d'une travée de rive } M_t > \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 \\ \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire } M_t > \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0 \end{array} \right.$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

✓ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

✓ **Soit par la méthode RDM :**

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

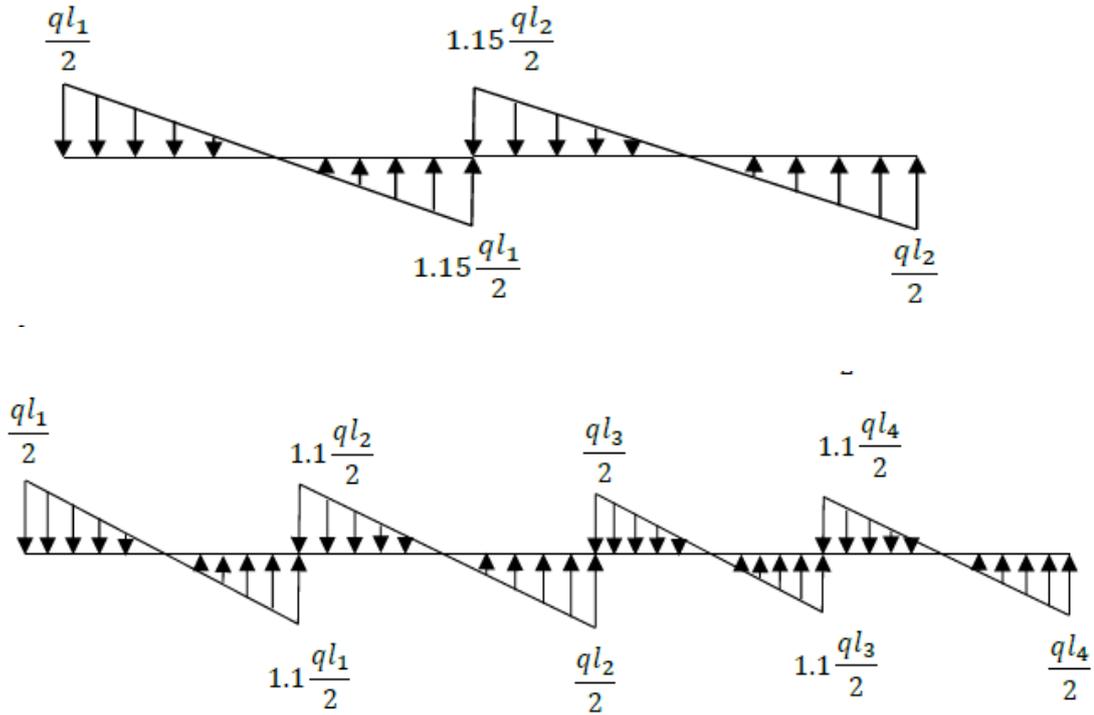


Figure.III.9: Evaluation des efforts tranchants.

III.6.5. Calcul des sollicitations des poutrelles :

III.6.5.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \max (2G; 5\text{KN/m}^2)$

b) ✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.85 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.00\text{KN / m}^2 \rightarrow 1.00 \leq \min(2*6.33 ; 5)\text{KN / m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

✓ Plancher étage courant : $G = 5.23 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.00\text{KN / m}^2 \rightarrow 1.00 \leq \min(2*5.23 ; 5)\text{KN / m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

b) Fissuration peu préjudiciable.

c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée

d) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

➤ **Type 1 :**

$0.8 \leq \frac{3.50}{3.50} = 1 \leq 1.25 \dots$ condition vérifiée.

$0.8 \leq \frac{3.50}{3.40} = 1.029 \leq 1.25 \dots$ condition vérifiée.

$0.8 \leq \frac{3.40}{3.50} = 0.97 \leq 1.25 \dots$ condition vérifiée.

➤ **Type 2 :**

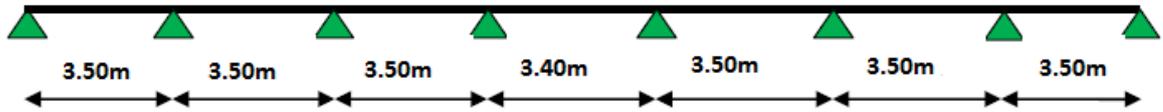
$0.8 \leq \frac{4.20}{4.40} = 0.95 \leq 1.25 \dots$ condition vérifiée.

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

III.6.5.2. Détermination des sollicitations :

a) Plancher terrasse :

➤ **Type 1 :**



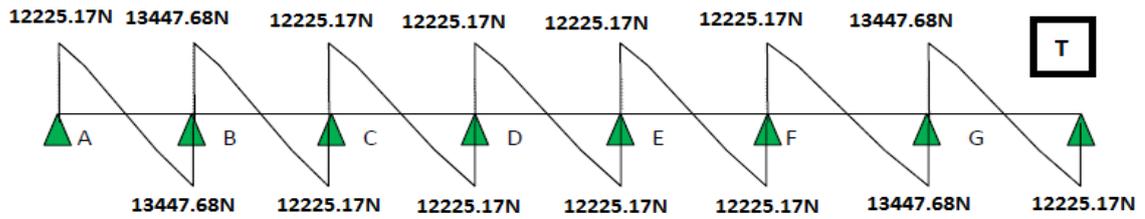
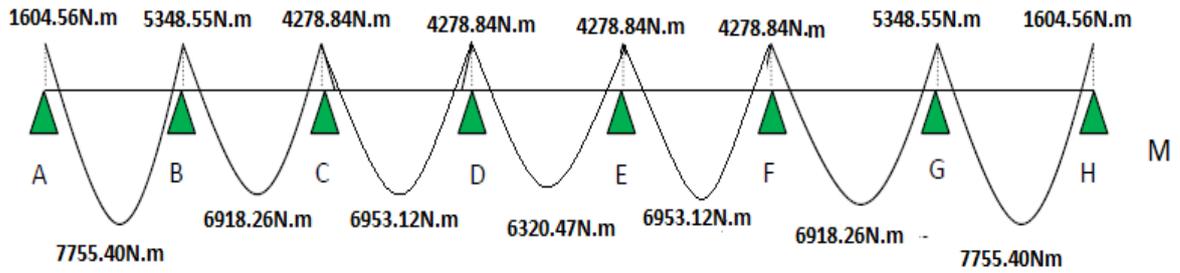
✓ E.L.U:

Travée	L (m)	Pu (N/ml)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md (N.m)	Mt (N.m)	Tg (N)	Td (N)
Travée1	3.50	6985.87	10697.11	1604.56	5348.55	7755.40	12225.17	13447.68
Travée2	3.50	6985.87	10697.11	5348.55	4278.84	6918.26	13447.68	12225.17
Travée3	3.50	6985.87	10697.11	4278.84	4278.84	6953.12	12225.17	12225.17
Travée4	3.40	6985.87	10094.58	4278.84	4278.84	6320.47	11875.97	11875.97
Travée5	3.50	6985.87	10697.11	4278.84	4278.84	6953.12	12225.17	12225.17
Travée6	3.50	6985.87	10697.11	4278.84	5348.55	6918.26	12225.17	13447.68
Travée7	3.50	6985.87	10697.11	5348.55	1604.56	7755.40	13447.68	12225.17

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	Ps (N/ml)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md (N.m)	Mt (N.m)
Travée1	3.50	5102.5	7813.20	1171.98	3906.60	5664.57
Travée2	3.50	5102.5	7813.20	3906.60	3125.28	4687.92
Travée3	3.50	5102.5	7813.20	3125.28	3125.28	5078.58
Travée4	3.40	5102.5	7373.11	3125.28	3125.28	4616.48
Travée5	3.50	5102.5	7813.20	3125.28	3125.28	5078.58
Travée6	3.50	5102.5	7813.20	3125.28	3906.60	4687.92
Travée7	3.50	5102.5	7813.20	3906.60	1171.98	5664.57

✓ E.L.U:



E.L.S :

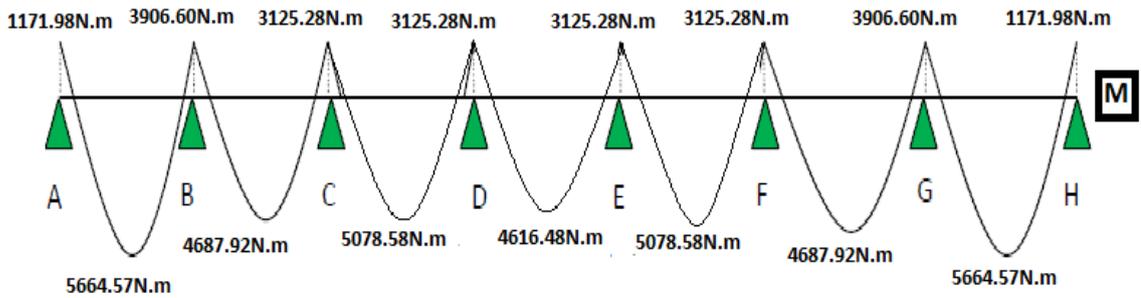
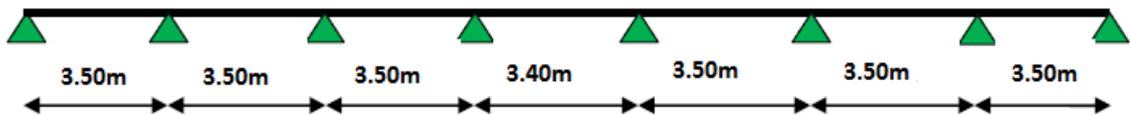


Figure.III.10 : Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.

c) Plancher étage courant :

➤ Type 1 :



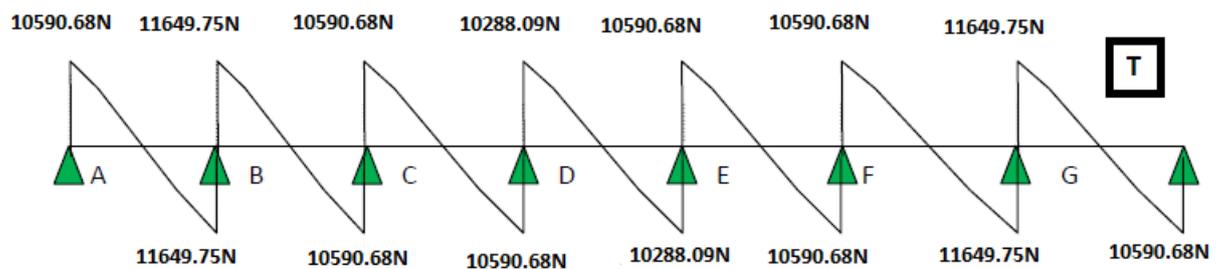
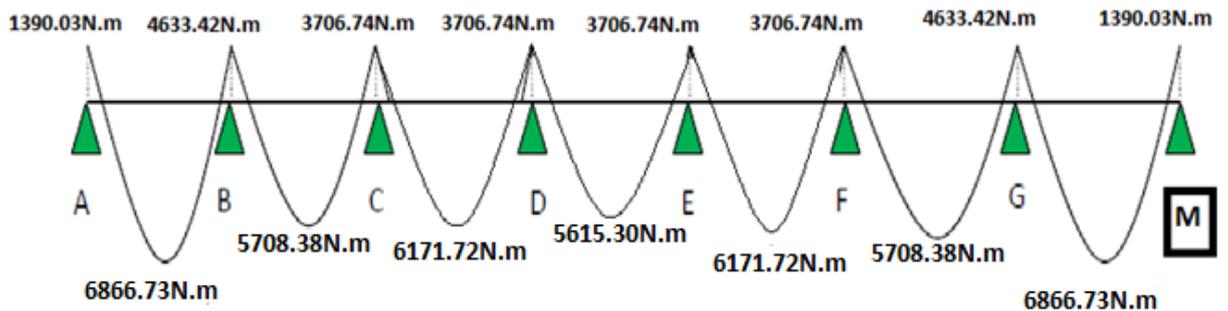
✓ E.L.U :

Travée	L (m)	Pu (N/ml)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md (N.m)	Mt (N.m)	Tg (N)	Td (N)
Travée1	3.50	6051.82	9266.85	1390.03	4633.42	6866.73	10590.68	11649.75
Travée2	3.50	6051.82	9266.85	4633.42	3706.74	5708.38	11649.75	10590.68
Travée3	3.50	6051.82	9266.85	3706.74	3706.74	6171.72	10590.68	10590.68
Travée4	3.40	6051.82	8744.88	3706.74	3706.74	5615.30	10288.09	10288.09
Travée5	3.50	6051.82	9266.85	3706.74	3706.74	6171.72	10590.68	10590.68
Travée6	3.50	6051.82	9266.85	3706.74	4633.42	5708.38	10590.68	11649.75
Travée7	3.50	6051.82	9266.85	4633.42	1390.03	6866.73	11649.75	10590.68

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	PS(N/ml)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md (N.m)	Mt (N.m)
Travée1	3.50	4374.5	6698.45	1004.77	3349.22	4963.55
Travée2	3.50	4374.5	6698.45	3349.22	2679.38	4126.25
Travée3	3.50	4374.5	6698.45	2679.38	2679.38	4461.17
Travée4	3.40	4374.5	6321.15	2679.38	2679.38	4058.96
Travée5	3.50	4374.5	6698.45	2679.38	2679.38	4461.17
Travée6	3.50	4374.5	6698.45	2679.38	3349.22	4126.25
Travée7	3.50	4374.5	6698.45	3349.22	1004.77	4963.55

E.L.U :



E.L.S :

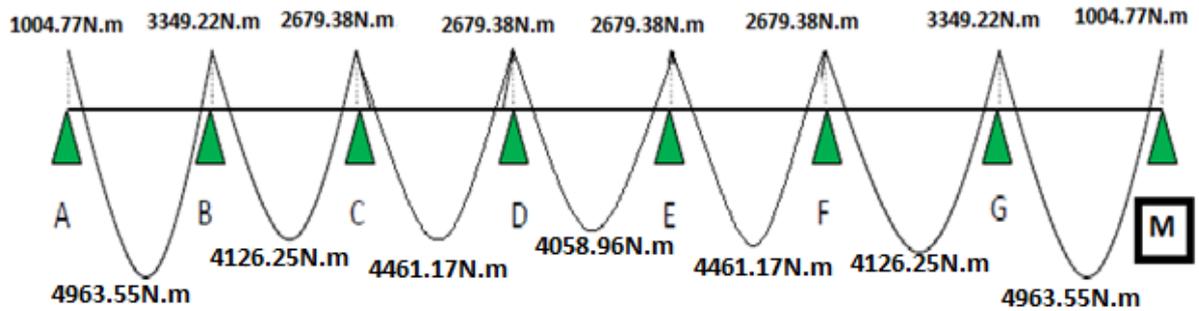


Figure.III.11: Evaluation des moments et efforts tranchants

III.6.6. Ferrailage des poutrelles :

III.6.6.1. Les poutrelles dans la terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des sollicitations

	M0 max (N.m)	Mt max (N.m)	Ma max (N.m)	T max (N)
E.L.U	10697.11	7755.40	5348.55	13447.68
E.L.S	7813.20	5664.57	3906.60	

a) E.L.U:

➤ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = \bar{\delta}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{t \max} = 7755.40 < 59072 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{d_0 \times b \times d^2} = \frac{7755400}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.025 < 0.392$$

$$\mu = 0.025 < \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.0357 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.031 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 177.76 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{7755400}{177 \times 348} = 125.36 \text{ mm}^2 = 1.25 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 1.25\text{cm}^2$.

Tableau III.12: Ferrailage en travée

M_t (N.m)	μ	μ_1	α	Z(mm)	A (cm ²)
7755.40	0.025	0.392	0.031	177.76	1.25

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

Tableau III.13: Ferrailage en appui

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	Z(mm)	A (cm ²)
5348.55	0.11	0.392	0.146	169.48	0.90

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91[1] A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{13447.68}{180 \times 100} = 0.75 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et la fissuration est peu préjudiciable, alors :

(BAEL91[1] A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des aciers longitudinaux en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

Donc $F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{Z}$ avec $z = 0.9d$.

$$F_{st} = |Tu| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \left\{ \begin{array}{l} \text{si } |Mu| \geq 0.9d \times Tu \text{ les effort } Tu \text{ sont négligeable} \\ \text{si } |Mu| < 0.9d \times Tu : \quad A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|Tu| - |Mu| \cdot 0.9d)}{f_e} \end{array} \right.$$

$$5348.55 > 0.9 \times 0.18 \times 13447.68 = 2178.52 \dots \text{CV (donc les efforts } Tu \text{ sont négligeables).}$$

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur 'a' qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16$.

✓ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313) [3]**

On limite la contrainte de bielle à $0.8f_{cj}/\gamma_b$.

L'effort de compression dans la bielle vaut (théorème de Pythagore) :

$\sqrt{2}(T_u)^2 = \sqrt{2}T_u$; la section $= b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.75 \times 13447.68}{100 \times 25} = 2cm < 16.2cm \dots \dots \dots cv$$

• **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312) [3]**

L'équilibre de la bielle est satisfait si: $\Sigma MB = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 13447.68 = 0.38cm^2 \dots \dots \dots cv$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91[1] A.4.2.1)**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]} = 5.80cm$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] V'^2$$

$$I_{GZ} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 4] (5.80)^2$$

$$I_{GZ} = 13711.2cm^4$$

$$A_{min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{13711.19 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 142} \times \frac{2.1}{400} = 0.31cm^2$$

$$A_s > A_{min} \dots \dots \dots cv$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée :

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

✓ En appui :

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p) :$

Tableau.III.14: Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.25	0.31	1.3	1.3	2T10=1.57
Appui	0.90	0.31	0.20	0.90	1T12=1.13

b) E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.15: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M _{ser} (N.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	5664.57	1.57	3.91	8323.04	3.91	vérifiée
Appuis	3906.60	1.13	8.16	5093.51	1186	

Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [3]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec : h=0.20 m et l= 3.50 m.

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.057 < 0.062 \quad \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_T}{M_0} \quad 0.057 < 0.067 \quad \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \quad \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que :

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 6924.44 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.64$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 16.15$$

$$F = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{350}{1000} = \text{cm}$$

$$F = 0.045 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.85 \text{ cm}$$

donc la flèche est Vérifiée.

III.4.7.2. Les poutrelles dans l'étage courant :

Tableau III.16: Tableau récapitulatif des sollicitations

	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	$M_a \text{ max}$	T_{max}
E.L.U	9266.85	6866.73	4633.42	11649.75
E.L.S	6698.45	3349.22	4963.55	

a) E.L.U:

➤ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en T:

$$M_0 = \bar{\delta}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 6866.73 < 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

Tableau III.17: Ferrailage en travée

$M_t \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	Z	A (cm ²)
6866.73	0.022	0.392	0.027	178.05	1.10

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

Tableau III.18: Ferrailage en appui

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	Z(mm)	A(cm ²)
4633.42	0.100	0.392	0.131	170.56	0.78

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91[1] A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{11649.75}{180 \times 100} = 0.65 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors :
(BAEL91[1] A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots$ cv . Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des aciers longitudinaux en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{z}$ avec $z = d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{d} \text{ donc: } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < d \times T_u: A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$4633.42 > 0.9 \times 0.18 \times 11649.75 = 1887.25 \dots$ CV (donc les efforts T_u sont négligeables).

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16$.

✓ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313) [3]**

On limite la contrainte de bielle à $0.8 f_{cj} / \gamma_b$.

L'effort de compression dans la bielle vaut (théorème de Pythagore) :

$\sqrt{2}(T_u)^2 = \sqrt{2}T_u$; la section $= b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.75 \times 11649.75}{100 \times 25} = 1.7 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312) [3]

L'équilibre de la bielle est satisfait si: $\Sigma MB \neq 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 11649.75 = 0.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ Condition de non fragilité : (BAEL91[1] A.4.2.1)

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]} = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{GZ} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 4] (5.80)^2$$

$$I_{GZ} = 13711.2 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{13711.19 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 142} \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée : $A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$

✓ En appui : $A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$:

Tableau.III.19: Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.10	0.31	1.3	1.3	2T10=1.57
Appui	0.78	0.31	0.20	0.78	1T12=1.13

b) E.L.S :

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.20: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M _{ser} (N.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	7315.12	1.57	3.91	8323.04	3.44	vérifiée
Appuis	6351.77	1.13	8.16	5093.51	10.17	

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec : h=0.20 m et l= 3.50 m.

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.057 < 0.062 \quad \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_T}{M_0} \quad 0.062 < 0.069 \quad \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \quad \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que :

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i: module instantané de béton (E_i=32164.2MPa)

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 6732.61 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.66$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 16.15$$

$$F = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{350}{1000}$$

$$F = 0.041 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.85 \text{ cm}$$

donc la flèche est Vérifiée.

➤ **Ferrailage transversal : (A.7.2, 2) [3]**

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \varphi_{t \min} ; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{20}{35} ; 0.57 ; \frac{10}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = 2\phi 6$$

➤ **L'espacement St : (BAEL A.5.1, 23) [3]**

$$St = \min. (St_1; St_2; St_3)$$

$$\bullet St_1 = \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16,20 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow St_1 = 16.20 \text{ cm}$$

$$\bullet St_2 = (A_t \times f_e) / (0.4 \times b_0)$$

$$\Rightarrow St_2 = (0.57 \times 235) / (0.4 \times 10) = 33.48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St_2 = 33.48 \text{ cm}$$

$$\bullet St_3 = (0.8 \times A_t \times f_e) / (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})$$

$$\Rightarrow St_3 = (0.8 \times 0.57 \times 235) / (10(0.829 - 0.3 \times 2.1)) = 53.85 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St_3 = 53.85 \text{ cm}$$

$$St = \min. (16.20; 33.48; 53.85)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [3]**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l * 200 / f_e = 4l / f_e$$

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

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

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 \quad \Rightarrow \quad A_{\parallel} = 0.982 = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\varnothing 5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\varnothing 6$ (20/20)

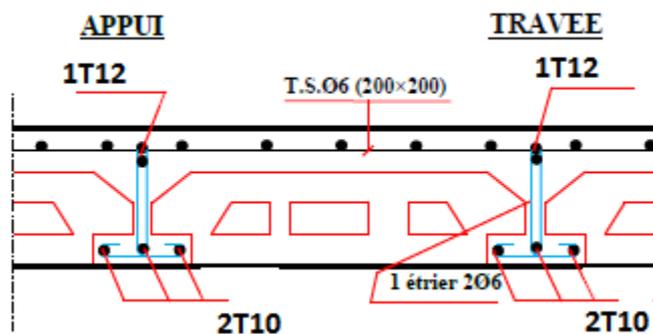


Figure III.13: Schéma de ferrailage des planchers.

III.6.7 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV :

Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions. Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions sismique obligatoire et justifiée selon les règles parasismique algériennes. Notre travail, porte sur l'étude et la conception d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation contreventé par des voile et portiques, et est implanté à Mila. Cette dernière est une zone classée par le RPA 99/version 2003[2] comme zone de sismicité moyenne (Zone IIa) et dans un Site ferme (S3).

IV.2 Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Selon RPA99/version2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 Méthode statique équivalente : (Article 4.2 du RPA99/2003)[2]

a) Principe : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés comme étant l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement suivant les deux directions des axes principales du plan horizontal.

b) Conditions d'application :

b.1) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003)[2] avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III.

b.2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : Tous groupes.
- Zone II : Groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2 : Si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m
 - Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone III : Groupes d'usage 3 et 2 : Si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

c) Méthode de modélisation :

- ✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- ✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- ✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :**a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale :**

Selon le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques. Ces forces sont représentées par un spectre de réponse de calcul. A savoir, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

1- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse se fait séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et à plusieurs DDL par plancher.

4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d’inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.3 Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99 [formule 4-1][2]}$$

A : Coefficient d’accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T) (tableau 4-2 de RPA 99).

R : Coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

Q : Facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

W : Poids totale de la structure.

IV.3.1 Définitions de la valeur des coefficients :

a) **Coefficient d’accélération de zone (A) :** Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.

Tableau IV.1 : Coefficient d’Accélération de Zone A.

/	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre bâtiment est implanté dans la région de Mila (zone IIa) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : **A= 0.15.**

b) Coefficient de comportement globale de structure (R):

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA99 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de comportement R.

Béton armé.	Coefficient de comportement (R) .
Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide.	5
Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide.	3.5
Voiles porteurs.	3.5
Noyau.	3.5
Mixte portiques/voiles avec interaction.	5
Portiques contreventés par des voiles.	4
Console verticale à masses réparties.	2
Pendule inverse.	2

Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction : **R=5**

c) Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité, c'est un facteur relatif à la qualité du système de contreventement de la structure. Il pénalise les mauvaises conceptions parasismiques (voir RPA99/2003)[2].

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 :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \dots\dots\dots\text{article 4.2.3 (RPA99/2003).}$$

Tableau IV.3 : Valeur de facteur de qualité.

Critère: q	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan.	0	0.05
3. Régularité en plan.	0	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
$\sum P_q$.	0	0.15

Sens XX' → $Q_x = 1 + 0.1 = 1.00$

Sens YY' → $Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$

d) Facteur d'amplification dynamique moyen :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau 4.7 du RPA99/2003)[2].

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.3)}$$

d.1) Pourcentage d'amortissement critique :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur moyenne :

$$\xi = 8.5\%$$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.816 \geq 0.7$

IV.4 Modélisation et résultats :

IV.4.1 Modélisation : L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**.

IV.4.2 Analyse de la structure :

a) Première variante des voiles :

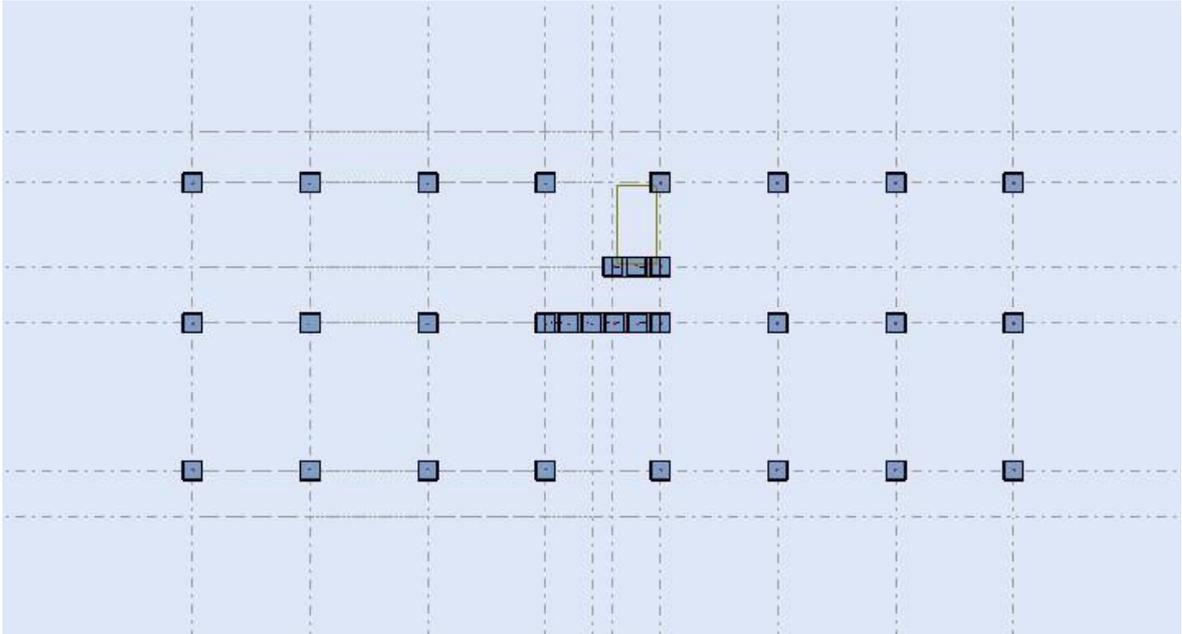


Figure IV.1 : Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial

a.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.97	0.00	84.11	0.00	84.11	1450154.61	1450154.61
3/ 2	0.93	0.16	84.51	0.15	0.39	1450154.61	1450154.61
3/ 3	0.60	74.06	84.51	73.90	0.00	1450154.61	1450154.61
3/ 4	0.32	74.06	93.93	0.00	9.42	1450154.61	1450154.61
3/ 5	0.30	74.07	93.96	0.01	0.03	1450154.61	1450154.61
3/ 6	0.19	74.07	96.76	0.00	2.79	1450154.61	1450154.61
3/ 7	0.17	74.08	96.76	0.01	0.00	1450154.61	1450154.61
3/ 8	0.16	90.64	96.76	16.56	0.00	1450154.61	1450154.61
3/ 9	0.13	90.64	97.86	0.00	1.10	1450154.61	1450154.61

Figure IV.2: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. (première variante)

a.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} est un mode de translation selon l'axe X.
- Les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion.

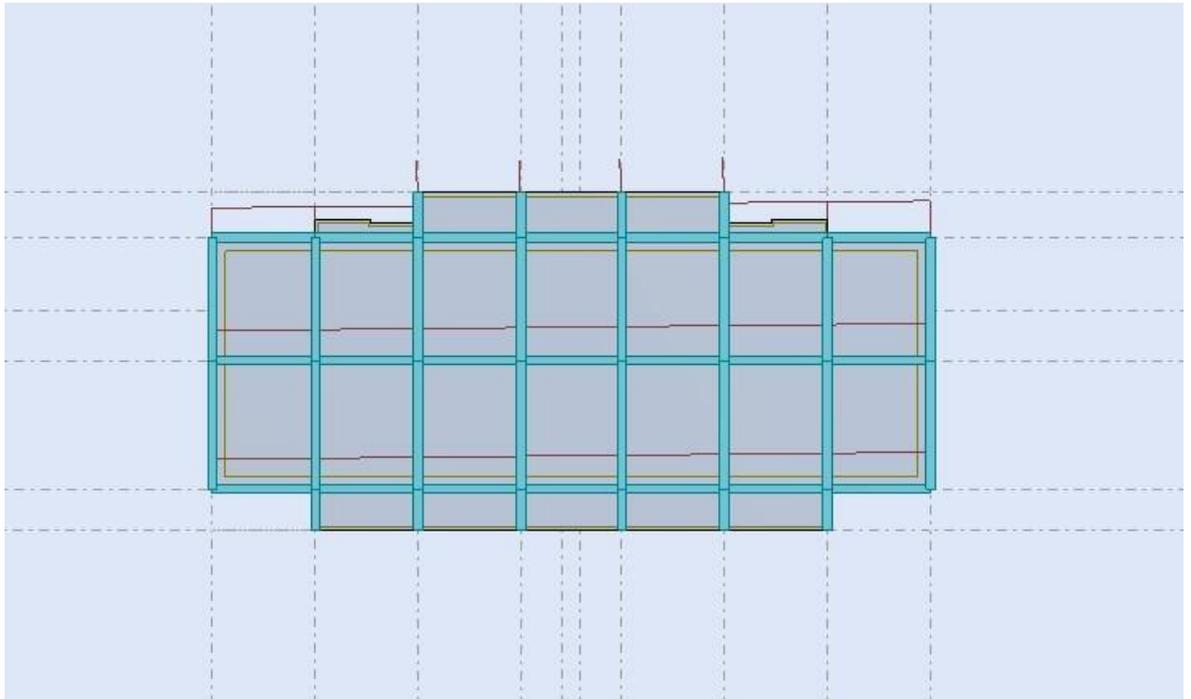


Figure IV.3 : Premier mode de vibration vue en plan

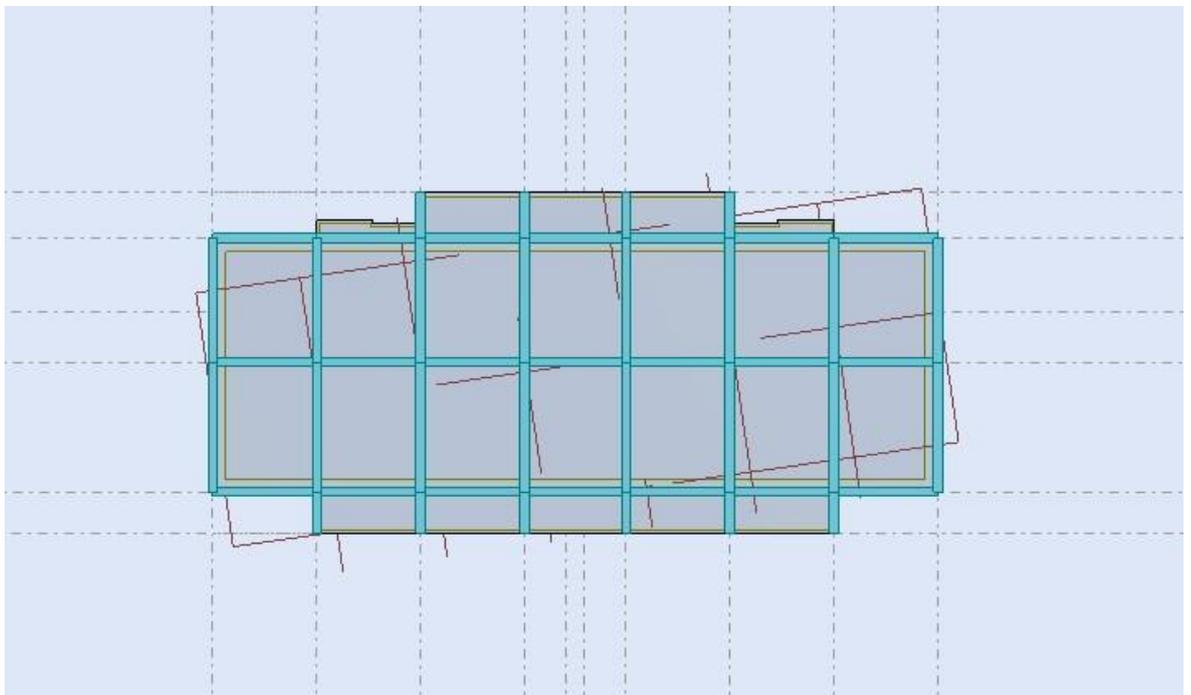


Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration vue en plan.

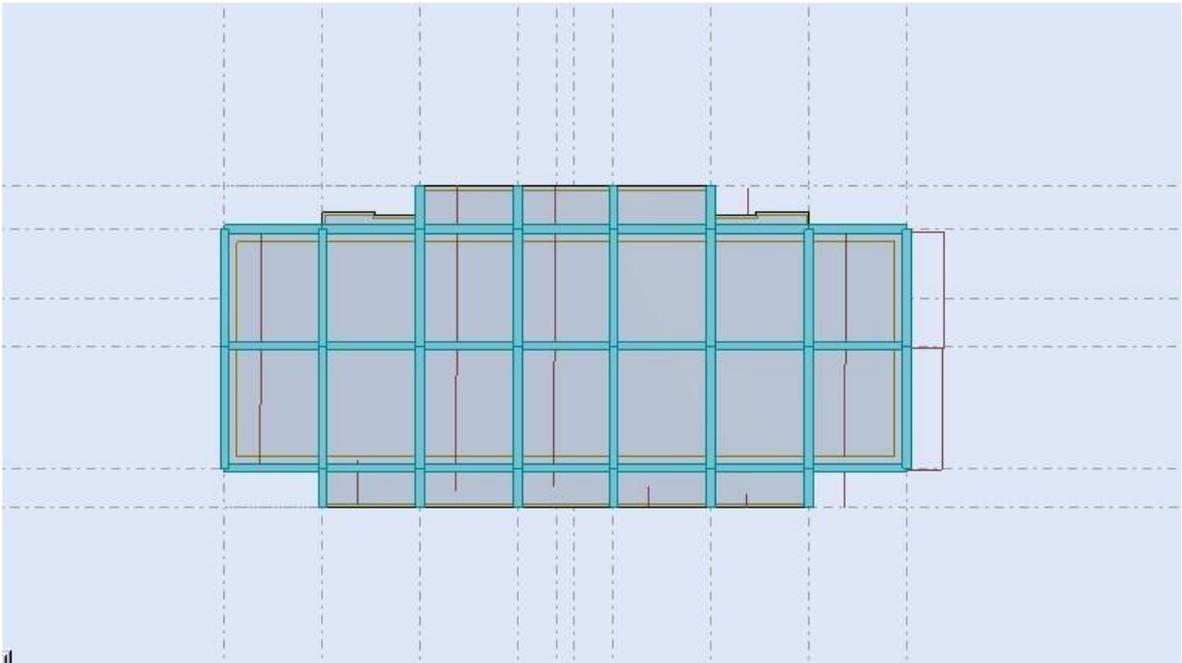


Figure IV.5 : Troisième mode de vibration vue en plan.

On remarque que les périodes sont élevées et ne vérifie pas la condition : $T_{\text{Num}} < 1.3T_{\text{Emp}}$ (Ce qui peut être traduit par une structure assez souple).

b) Deuxième variante des voiles :

La période propre de la construction dépend de sa raideur et de sa masse : $T = 2\pi/\sqrt{M K}$
 Donc la voie la plus simple et la plus rapide est d'augmenter le nombre des voiles pour augmenter la rigidité ce qui conduit directement à la diminution du période de la construction.

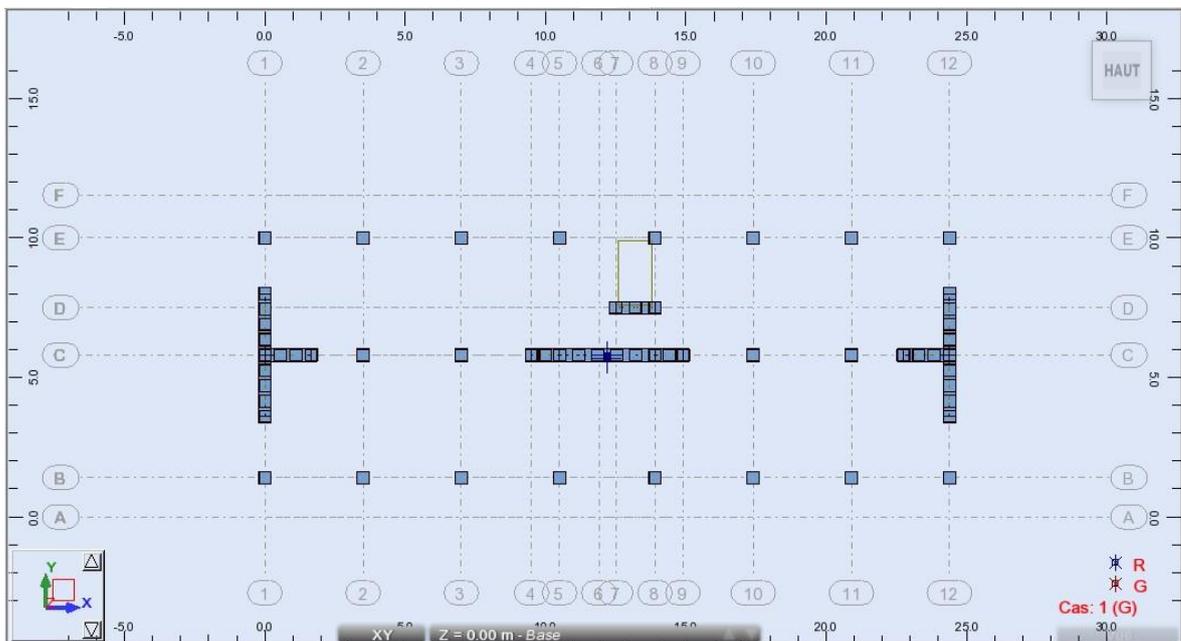


Figure IV.6: Deuxième variante des voiles.

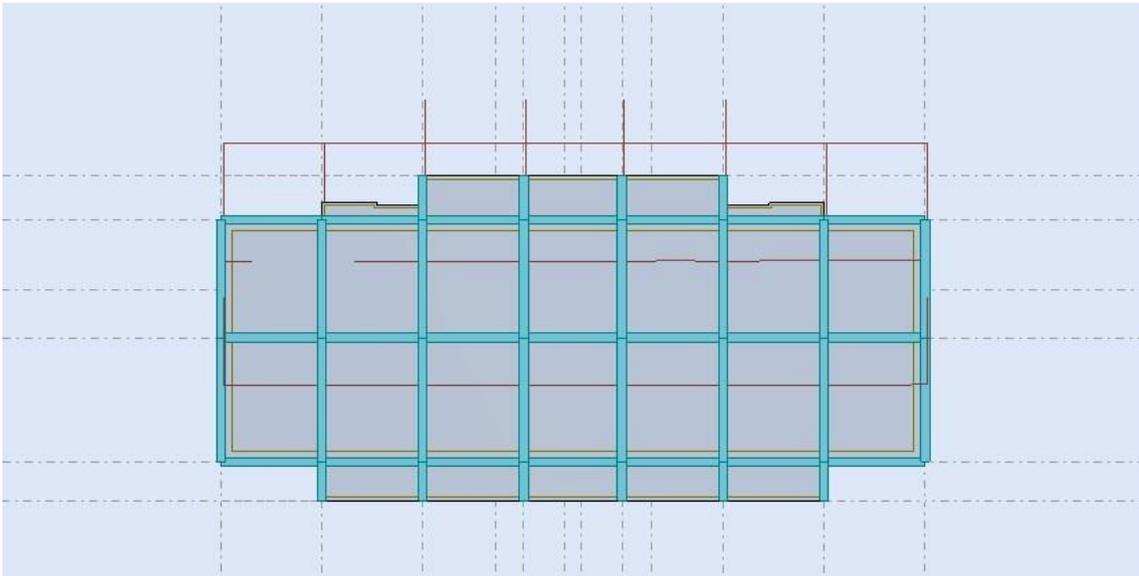


Figure IV.7 : Premier mode de vibration vue en plan (deuxième variante).

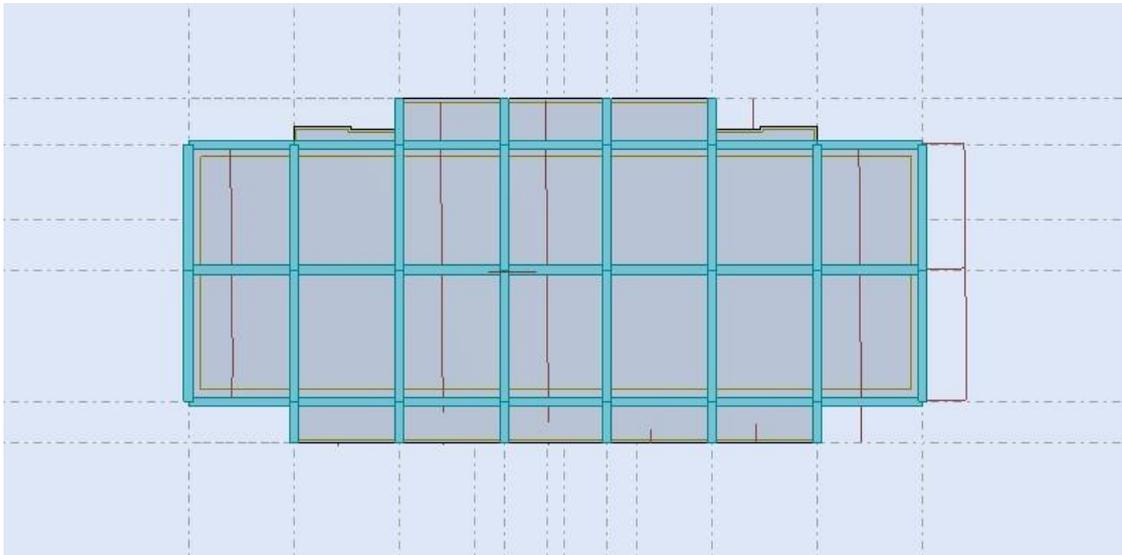


Figure IV.8 : Deuxième mode de vibration vue en plan (deuxième variante).

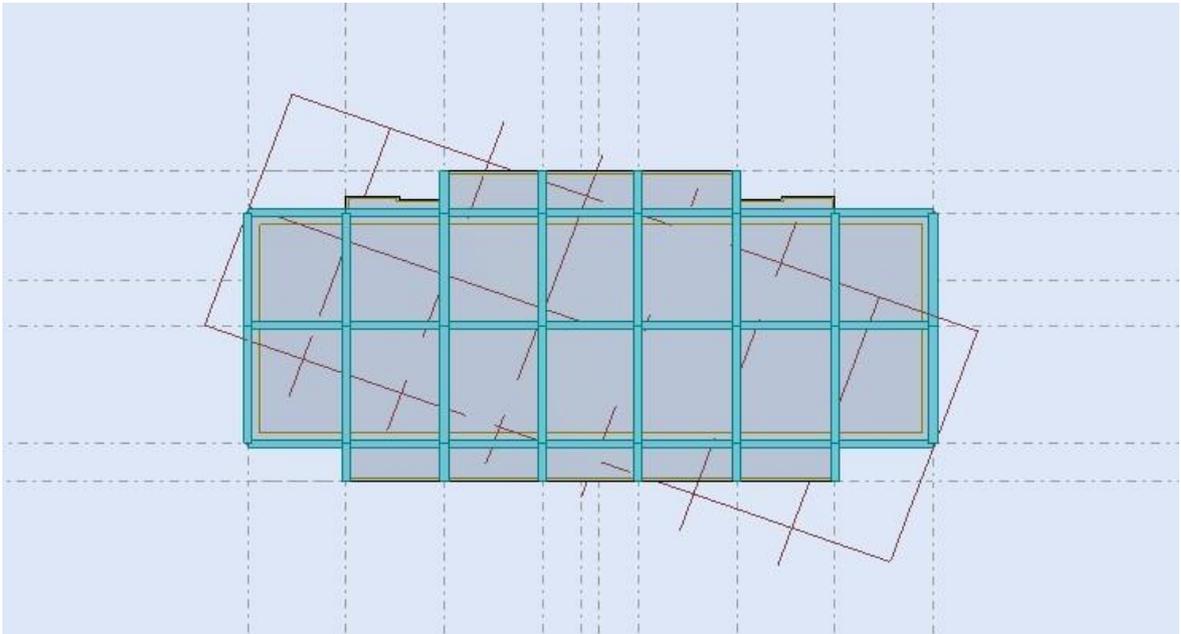


Figure IV.9: Troisième mode de vibration vue en plan (deuxième variante).

b.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Tableau IV.5: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.45	0.07	73.02	0.07	73.02	1566996.62	1566996.62
3/ 2	0.43	71.69	73.09	71.62	0.07	1566996.62	1566996.62
3/ 3	0.34	71.85	73.09	0.16	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 4	0.12	71.85	89.80	0.00	16.71	1566996.62	1566996.62
3/ 5	0.11	90.00	89.80	18.15	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 6	0.09	90.01	89.80	0.01	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 7	0.07	90.01	89.80	0.00	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 8	0.06	90.01	89.80	0.00	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 9	0.06	90.01	89.80	0.00	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 10	0.06	90.01	89.80	0.00	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 11	0.06	90.01	89.80	0.00	0.00	1566996.62	1566996.62
3/ 12	0.06	90.01	90.22	0.00	0.41	1566996.62	1566996.62

b.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe **Y (73.02%)** de participation de masse modale.
- Le 2^{ème} est un mode de translation selon l'axe **X (71.62%)** de participation de masse modale.
- 3^{ème} mode est mode de torsion.

On constate qu'il faut 12 modes pour atteindre **90%** de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003[2] ART 4.3.4.a.

c) Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du (le) séisme.

IV.5 Calcul des Actions Sismiques :

Selon la Méthode Statique Equivalente (**RPA99/version 2003 art 4.3.6**) : La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{T\text{-logiciel}} \leq 0,80 V_{MSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport **0.8V/Vt**

La période empirique « T » :

La période trouvée avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

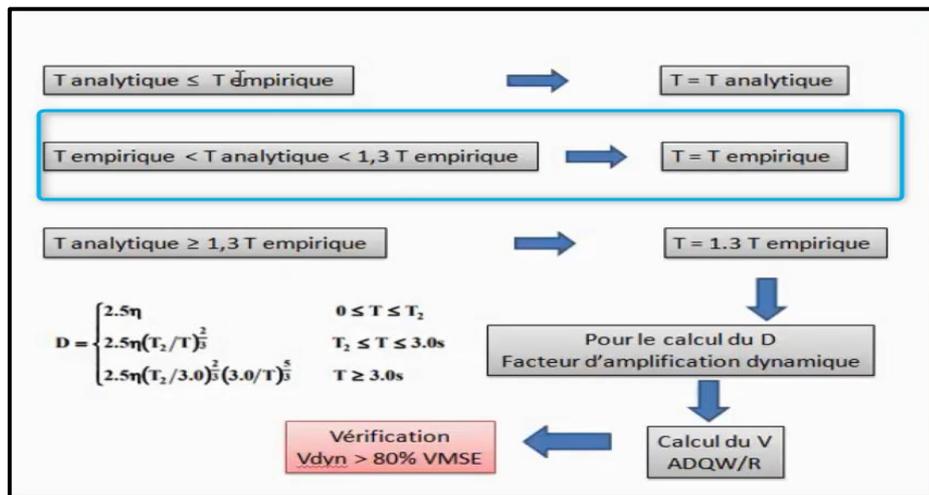


Figure IV.10 : La relation entre la période empirique et analytique.

Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient C_t

1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

➤ **Sens longitudinal**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

1. $T = C_i . h_n^{3/4} = 0.05 * (18.87)^{3/4} = 0.45s$

2. $T = \frac{0.09h}{\sqrt{l_x}}$

Avec : $l_x = 24.4m$

$$T = \frac{0.09 \times 18.87}{\sqrt{24.4}} = 0.34s$$

$$T_{empirique} = \min (0.45s ; 0.34s) = 0.34s$$

$$1.3 \times T_{empirique} = 0.45s$$

$$T_{analytique} = 0.43s \dots\dots (\text{Tableau IV.5})$$

➤ **Sens transversal**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

1. $T = C_i . h_n^{3/4} = 0.05 * (18.87)^{3/4} = 0.45s$

2. $T = \frac{0.09h}{\sqrt{l_y}} \dots\dots l_y = 9 m$

$$\frac{0.09 \times 18.87}{\sqrt{11.55}} = 0.49s$$

$$T_{empirique} = \min (0.45; 0.49) = 0.45 s$$

$$1.3 \times T_{empirique} = 0.58s$$

$$T_{analytique} = 0.45s \dots\dots (\text{Tableau IV.5}) \dots\dots CV$$

➤ **Calcul du facteur d'Amplification D :**

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**).

Tableau IV.7: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0,30	0.40	0.50	0.70

$S_3 \Rightarrow T_1=0.15$ et $T_2=0.5$ On obtient

➤ **Sens longitudinal :**

La condition : $0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D = 2.5\eta = 2.205$

➤ **Sens transversal :**

La condition : $0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D = 2.5\eta = 2.205$

Calcul de l'effort sismique totale « V » :

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 15669.96 \Rightarrow V_x = 1192.05 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 953.64 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 15669.96 \Rightarrow V_y = 1192.05 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 953.64 \text{ KN}$$

Résultats d'action sismique à la base trouvée par **logiciel ROBOT** dans les deux sens :

$$V_x = -1556.77 \text{ KN}$$

$$V_y = -1573.03 \text{ KN}$$

➤ **Résumé des résultats :**

Tableau IV.8 : Résumé des résultats

Paramètres	A	Q	R	W (KN)	D	V(KN)	0.8V(KN)
SensX	0.15	1.15	3.5	15669.96	2.205	1192.05	953.64
SensY	0.15	1.15	3.5	15669.96	2.205	1192.05	953.64

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant X	953.64	1556.77	Condition vérifiée
Suivant Y	953.64	1573.03	Condition vérifiée

➤ **Vérification de masse participante :**

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode. D'après le tableau (**Tableau IV.5**) tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel, les valeurs trouvées pour Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%] sont supérieures à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

Min (Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%]) ≥ 90%.

Min (90.01 ≥ 90% ; 90.22 ≥ 90%) => **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article (3-4-4-a) du **RPA99/version 2003[2]** exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement

doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% De l'effort tranchant d'étage).

Tableau IV.10: l'effort Normal.

	Effort normal des VOILES	Effort normal des POTEAUX	Effort normal TOTALE
Etage	N	N	N
1	-4113.20	-10735.28	-14848.48
2	-3286.74	-8921.40	-12208.14
3	-2651.88	-7152.55	-9804.43
4	-1987.17	-5413.55	-7400.72
5	-1303.92	-3693.09	-4997.01
6	-590.14	-2000.36	-2590.51

Tableau IV.11: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les poteaux

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	T _x	T _y	N
1	296.76	255.38	-12815.58
2	301.25	333.75	-10637.19
3	353.77	366.33	-8502.25
4	368.80	358.73	-6403.96
5	351.97	309.83	-4328.31
6	340.85	348.94	-2288.82

Tableau IV.12: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les voiles de contreventement

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	T _x	T _y	N
1	1260.02	1317.63	-4625.43
2	1192.00	1176.41	-3713.67
3	1001.77	1004.99	-2996.85
4	789.73	808.88	-2243.37
5	545.72	587.16	-1467.25
6	194.44	180.40	-653.20

➤ **Vérification du déplacement :**

(vérification de l'article 5.10 RPA 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique Fi

R: coefficient de comportement =3.5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.00	0.00	0.3	0.2	-0.3	-0.0
4/ 2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.00	0.00	0.7	0.4	-0.9	0.0
4/ 3	0.3	0.3	0.1	0.1	0.00	0.00	1.3	0.7	-1.5	0.0
4/ 4	0.5	0.5	0.2	0.2	0.00	0.00	1.9	1.0	-2.3	0.0
4/ 5	0.6	0.7	0.1	0.1	0.00	0.00	2.5	1.3	-2.9	0.1
4/ 6	1.0	0.9	0.3	0.2	0.00	0.00	3.0	1.6	-3.6	0.1

Figure. IV.12 : Résumé des résultats de ROBOT.

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements au sens x-x.

	dr UX [cm]	1/100 h[cm]	Vérification
RDC	0.1	3.57	CV
1	0.1	3.06	CV
2	0.1	3.06	CV
3	0.2	3.06	CV
4	0.1	3.06	CV
5	0.4	3.06	CV

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	-0.0	0.1	-0.0	0.1	-0.00	0.00	0.0	0.5	-0.1	-0.3
5/ 2	-0.1	0.2	-0.0	0.2	-0.00	0.00	-0.0	1.3	-0.2	-0.9
5/ 3	-0.1	0.5	-0.1	0.2	-0.00	0.00	-0.0	2.2	-0.4	-1.4
5/ 4	-0.2	0.7	-0.1	0.2	-0.00	0.00	-0.0	3.1	-0.5	-2.0
5/ 5	-0.2	0.8	-0.1	0.2	-0.00	0.00	-0.1	4.0	-0.7	-2.6
5/ 6	-0.3	1.0	-0.1	0.2	-0.00	0.00	-0.1	4.9	-0.9	-3.2

Figure IV.13 : Résumé des résultats de ROBOT

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements au sens y-y.

	dr UY [cm]	1/100 h[cm]	Vérification
RDC	0.1	3.57	CV
1	0.1	3.06	CV
2	0.3	3.06	CV
3	0.2	3.06	CV
4	0.1	3.06	CV
5	0.2	3.06	CV

➤ Vérification de l'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7) [2]

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Sens X : accidentelle = $0,05 \times L_{xi}$
- Sens Y : accidentelle = $0,05 * L_{yi}$

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par: $X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$ $Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$

Avec : M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré. X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **ROBOT** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 5	Etage 5	358673.86	12.20 5.78 15.29	12.20 5.92 14.95	3823347.55	21097874.72	24287571.00	0.00	0.13	0.0	0.0
1/ 4	Etage 4	358673.86	12.20 5.78 12.23	12.20 5.92 11.89	3823347.55	21097875.47	24287571.75	0.00	0.13	0.0	0.0
1/ 3	Etage 3	358673.86	12.20 5.78 9.17	12.20 5.92 8.83	3823347.55	21097875.47	24287571.75	0.00	0.13	0.0	0.0
1/ 2	Etage 2	358673.86	12.20 5.78 6.11	12.20 5.92 5.77	3823347.56	21097875.49	24287571.78	0.00	0.13	0.0	0.0
1/ 1	Etage 1	376991.82	12.20 5.79 2.90	12.20 5.93 2.50	4133719.66	22614469.27	25780809.43	0.00	0.14	0.0	0.0
1/ 6	Etage 6	383478.69	12.20 5.67 18.45	12.20 5.80 18.04	4062514.55	22989925.34	26448689.42	0.00	0.12	0.0	0.0

Figure IV.14 : Résumé des résultats de **ROBOT**.

Tableau IV.15 : Vérification de l'excentricité.

e_x (m)	e_y (m)	$0.05 L_x$ (m)	$0.05 L_y$ (m)
0.00	0.13	1.22	0.58
0.00	0.13	1.22	0.58
0.00	0.13	1.22	0.58
0.00	0.13	1.22	0.58
0.00	0.14	1.22	0.58
0.00	0.12	1.22	0.58

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

➤ **Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) [2]:**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec les fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$.

Avec :

M_s : moment stabilisant ;

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage.

Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

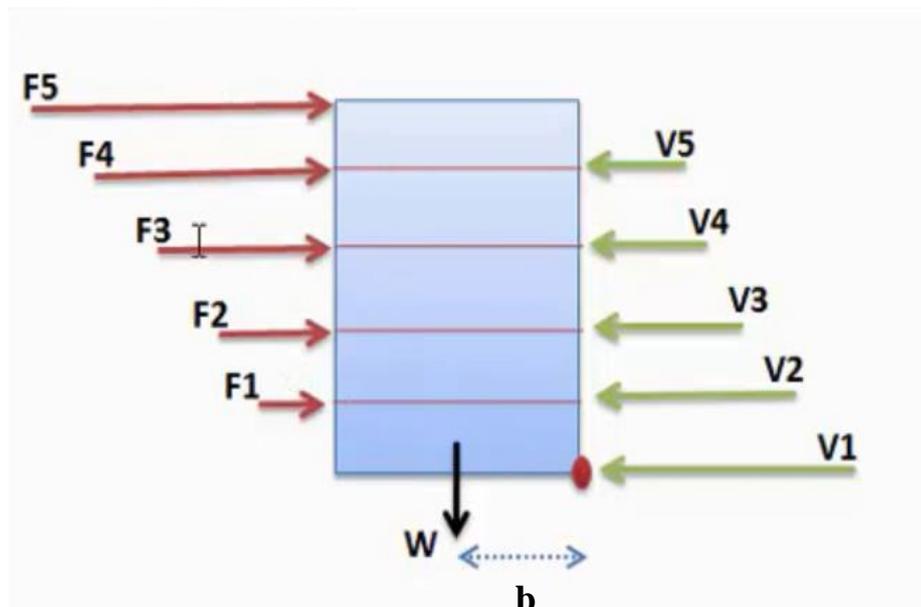


Figure IV.15 : moment stabilisant et moments de renversements.

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{n-1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

Tableau IV.16: Vérification au renversement au sens x-x

Etage	F _x	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	Xg(m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	63.52	1556.77	03.57	15369.96	12.2	226.76	187513.512	OK
2	137.71	1493.25	6.63			913.01		
3	197.01	1355.54	9.69			1909.02		
4	260.84	1158.53	12.75			3325.71		
5	362.41	897.69	15.81			5729.70		
6	535.28	535.28	18.87			10100.73		
TOTAL						22204.93		

Tableau IV.17: Vérification au renversement au sens y-y.

Etage	F _y	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Yg(m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	62.87	1573.02	03.57	15369.96	5.77	224.44	88684.6692	OK
2	138.83	1510.15	6.63			920.44		
3	203.71	1371.32	9.69			1973.94		
4	270.62	1167.61	12.75			3450.40		
5	367.65	896.99	15.81			5812.54		
6	529.34	529.34	18.87			9988.64		
TOTAL						22370.4		

➤ **Effort normal réduits :**

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$V = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_a : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

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

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton Pour calculer l'effort normal «N_d» selon le CBA, (l'ArticleB.8.2.2)[3] pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: « Les combinaisons d'action à considérer ».

Tableau IV.18: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	Section(mm)	N _d (N)	Fc28 (MPa)	V	Observation
RDC-1-2-3-4-5	400*400	1144120	25	0.28	CV

➤ **Justification de l'effet P-Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. L'article 5.9 du RPA99/version2003-P40.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : hauteur de l'étage k.

Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ au sens x-x

Etage	P	Δ _x	V _x	h	θ _x	Vérification
1	-15366.99	0.1	1556.77	3.57	0.009646960	OK
2	-12636.69	0.1	1493.25	3.06	0.008370481	OK
3	-10143.36	0.1	1355.54	3.06	0.006174354	OK
4	-7650.04	0.2	1158.53	3.06	0.008726164	OK
5	-5156.72	0.1	897.69	3.06	0.002845913	OK
6	-2660.81	0.4	535.28	3.06	0.006497875	OK

Tableau IV.20: Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y

Etage	P	Δ _y	V _y	h	θ _y	Vérification
1	-15366.99	0.1	1573.02	3.57	0.009547302	OK
2	-12636.69	0.1	1510.15	3.06	0.008276808	OK
3	-10143.36	0.3	1371.32	3.06	0.018309916	OK
4	-7650.04	0.2	1167.61	3.06	0.008658304	OK
5	-5156.72	0.1	896.99	3.06	0.002848134	OK
6	-2660.81	0.2	529.34	3.06	0.003285395	OK

VI.6 Conclusion :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on a utilisé la méthode statique équivalente qui a pu satisfaire tous les critères d'utilisation. L'exploitation des résultats donnés par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**, a permis de vérifier plusieurs critères à savoir :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.VMSE$).
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.
- Vérification de la condition de l'effort réduit.

Chapitre V :
Calcul des éléments
Résistants

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (BAEL91[1], RPA99, CBA93)[3]. Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles. A savoir, les poutres seront ferrillées en flexion simple et les poteaux et les voiles en flexion composée. Par conséquent, nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagné de leurs schémas de ferrailage.

V.2 Actions et sollicitations :➤ **Actions :**

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées tels que la variation de température, tassements d'appuis, etc.

En fonction du critère de la durée d'application, les actions peuvent être classées comme suit :

- ❖ **Actions permanentes** : notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- ❖ **Actions variables** : notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ **Actions accidentelles** : notées **F_A**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts « efforts normaux 'N', efforts tranchants 'V' » et les moments (moments fléchissant 'M_f', moment de torsion 'M_t') calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

➤ **Les combinaisons d'actions :****Règlement BAEL91[1] :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35G + 1,5 Q \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

Règlement RPA 99(V2003) :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm E(1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

Pour le portique :**Les poteaux :**À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL91[1])À l'ELS : $G + Q$ $G + Q \pm E$ (RPA99 V2003)[2] $0,8 G \pm E$ **Les poutres :**À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL91[1])À l'ELS : $G + Q$ $G + Q \pm E$(RPA99 v2003) $0,8G \pm E$ **Les voiles :** $G + Q \pm E$(RPA99v2003) $0.8G \pm E$ $1.35G+1.5Q$ $G+Q$ **V.3 Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations. Ils sont couramment soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Ainsi qu'un effort tranchant. Donc ils sont calculés en flexion composée :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissant 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖ N_{\max} : Effort normal maximum.
- ❖ N_{\min} : Effort normal minimum.
- ❖ M_{\max} : Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau :V .1 Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques.

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	347.82
Situation accidentelle	1.15	1	18.5	25	400

V.3.1 Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91[1] mod.99**.

- Soit le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux.

	ELA 8		ELU		ELA	
	M_{max}	N_{corr}	N_{max}	M_{corr}	N_{min}	M_{corr}
40x40	71.06	93.10	1112.67	28.38	-391.70	-25.39

V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91[1] en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$, Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec:

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3 Détermination des sections d'acier :**Exemple de calcul :**

Calcul excentricité :

1^{er} cas :

$$\begin{cases} N^{\max}=1112.67 \text{ KN} \\ M^{\text{corr}}=28.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{28.38}{1112.67} = 0.025m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max\left[2cm, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2cm, 1.22cm] = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 4.5cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.4} \leq (15; 20 \times \frac{0.039}{0.4}) = 5.35 < \max(15; 1.95) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

 α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\phi = 2.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{10.66}{10.66 + 4.59} = 0.70$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.57)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.70 \times 2) = 0.010m$$

$$e_2 = 1cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.5cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_{ua} = N_u * (\frac{h}{2} - d' - e_0) = 1112.67 * (0.2 - 0.04 - 0.025) = 150.21 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (N_u - N_0) (\frac{h}{2} - d') > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2266.667 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1112.67 - 2272) (\frac{0.4}{2} - 0.04) = -185.49 \text{ KN} \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$1112.67 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2272 = -54.08 \dots CV$$

$$\begin{array}{l} M_u \leq M_2 \\ M_u \geq M_3 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \psi = 1$$

La section est entièrement comprimée et donc le calcul se faire dans la flexion composée

$$A_2 = \frac{M_u + (N_u - N_0) \left(d - \frac{h}{2} \right)}{f_{su}(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{150.21 + (1112670 - 2266667)(0.36 - 0.2)}{347.82(0.36 - 0.04)} = -309.33 \text{mm}^2$$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal

➤ 2^{eme} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\min} = -391.70 \\ M^{\text{corr}} = -25.39 \end{array} \right.$$

$N_u < 0$ donc pas de majoration du moment

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = -\frac{25.39}{391.70} = 0.064 \text{m}$$

$$e_0 \leq d - \frac{h}{2} = \left(36 - \frac{40}{2} \right) \Rightarrow 6.4 \text{cm} < 16 \text{cm}$$

$$M_u = +N_u \left(\frac{h}{2} - d' - e_0 \right) = -391.70 \times (0.2 - 0.04 - 0.064) = -37.60 \text{KN.m}$$

$$A_2 = \frac{M_u}{(d - d') f_s} = \frac{37.60 \times 10^6}{(400 - 40) 347.82} = 300.28 \text{mm}^2 = 5.03 \text{cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{f_s} - A_2 = \frac{-391.70 \times 10^3}{347.82} - 300.28 = -1426.43 \text{mm}^2 = -14.26 \text{cm}^2$$

➤ 3^{eme} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} : 71.06 \text{KN.m} \\ N^{\text{corr}} : 93.10 \text{KN} \end{array} \right.$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{71.06}{93.10} = 0.76 \text{m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max\left[2cm, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2cm, 1.22cm] = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 78cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.4} \leq (15; 20 \times \frac{0.78}{0.4}) = 5.35 < \max(15; 39) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0.7$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.57)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.70 \times 2) = 0.010m$$

$$e_2 = 1cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 79cm$$

il faut vérifier que :

$$M_{ua} = N_u * (\frac{h}{2} - d' - e_0) = 93.10 * (0.2 - 0.04 + 0.76) = 85.65 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (N_u - N_0) (\frac{h}{2} - d') > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.17 = 2266.667 \text{ KN}$$

$$M_2 = (93.10 - 2266.667) (\frac{0.4}{2} - 0.04) = -347.77 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = N_u (\frac{h}{2} - d') - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$93.10 (\frac{0.4}{2} - 0.04) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2266.667 = -217.21 \text{ KN.m.}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u (\frac{h}{2} - d') - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2266.667 \times 0.4 + 93.10 (\frac{0.4}{2} - 0.04) + 71.06}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2266.667}$$

$$\psi = 0.62 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

Utilisation de l'organigramme de flexion simple $\rightarrow A_2$ et A_1

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{85.65 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 14.17} = 0.11$$

$$\mu_{bu} = 0.269 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.15$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4(0.15)) = 338.4 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{Zf_{su}}$$

$$A_1 = \frac{85.65 \times 10^3}{0.338 \times 347.82} = 728.54 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 7.28 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \bar{A}_2 = A' = 0$$

$$A_1 = \bar{A}_1 - \frac{Nu}{f_{su}} = 7.28 - \frac{93100}{34782} = 4.6 \text{ cm}^2$$

V.4 Recommandations des règlements :

V.4.1 Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de $40\emptyset$ en (**Zone IIa**).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (**Zone IIa**).

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA.

Tableau.V.3: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
40×40	12.8	64	96

❖ Selon BAEL91[1] :

La section d'acier minimale

A_{min} = max(4cm de périmètre ; 0,2% . b. h).

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{\max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le **BAEL** :

Tableau V.4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon **BAEL** dans les poteaux.

Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
40×40	8.4	80

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

Tableau V.5 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Section du Poteau (cm ²)	A _{calculer}	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures	A adpt (cm ²)
40×40	5.03	12.8	4HA16 + 4HA14	14.20

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements **BAEL91[1]**et **RPA99[2]**.

❖ **Selon le BAEL91[1]**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

❖ **Selon le RPA99 (art7.4.2.2) :**

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.49}{0.4} = 6.24 \geq 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5.$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

Tableau V.6 : Choix des armatures transversales pour le poteau plus défavorable

Section (cm2)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{umax} (N)	Zone	S _t (cm)	A _{calt} (cm ²)	Choix	At (cm2)
40×40	2.49	6.24	2.5	64.76	N	10	1	4T8	2.01
					C	15	1.5		

Conformément aux règles du RPA 99/03[2] et au BAEL91[1], le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi \geq \frac{1}{3} \phi_l^{\max} \Rightarrow 8 > \frac{16}{3} = 5.33 \dots \dots CV$$

V.4.2 Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

T_u : L'effort tranchant à l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ **Selon BAEL99[3]**

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ **Selon RPA99 v 2003[2]**

$$\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\left[\begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 40\phi$ en zone **IIa**.

Pour :

T16..... $L_r = 64\text{cm}$.

T14..... $L_r = 56\text{cm}$.

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se

situé au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 3m$ et un effort normal égal $1874.94KN$.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)[3]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.49m$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 21.56 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.79$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2) (b-2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A = 14.20 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.79 \left[\frac{1444 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1420 \frac{400}{1.15} \right] = 2502.709 \text{ KN}$$

$$1112.67 \text{ KN} \leq 2502.709 \text{ KN}$$

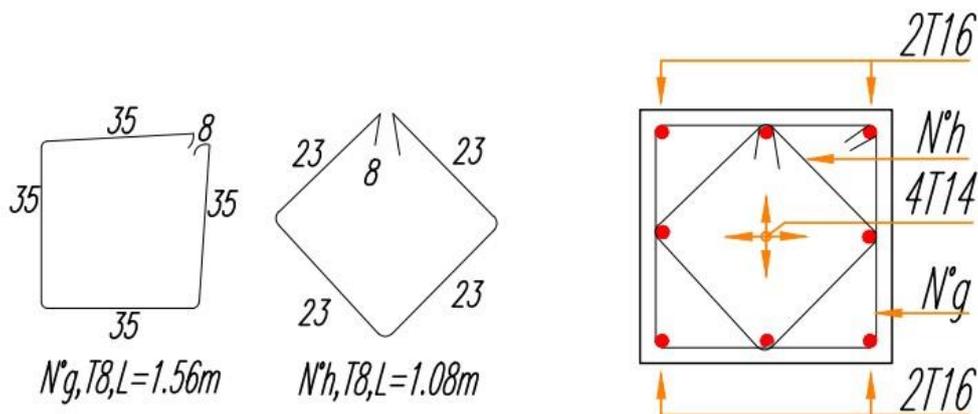


Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux.

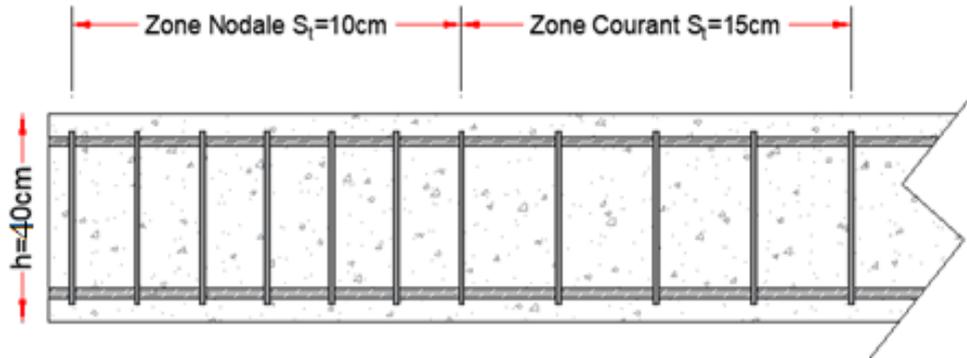


Figure V.2: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.5 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL91[1], on se rapportera aussi au RPA 99/version 2003[2] pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale BAEL91[1] :

$$1.35G+1.5Q \quad \text{ELU}$$

$$G+Q \quad \text{ELS}$$

- Combinaisons accidentelles RPA 99V2003[2] :

$$G+Q+-E$$

$$0.8G+-E$$

- ✓ Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales (30*40)

Poutres secondaires (30*35)

V.5.1 Recommandations du RPA99/2003 :

Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [2]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [2]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zon nodale.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En zon courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Le diamètre des armatures transversales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés longitudinaux.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.2 Ferrailage des poutres :

V.5.2.1 Poutre principale :

a) Les armatures longitudinales :

Pour ce calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui) d'après les résultats du logiciel **ROBOT 2014**.

Tableau V.7 : Sollicitations de la poutre principale.

Section	En Appuis			En Travée		
	M _{ELU}	M _{EELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{EELS}	M _{ACC}
30*40	-90	-66.04	-127.73	39.23	28.7	-62
			121.67			61

- **Ferrailage :**

➤ Ferrailage en travée :

$M_{t\max} = 62\text{KN.m}$ (nappe supérieur)

$h = 40\text{cm}$; $b = 30\text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.5\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{64 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 18.5} = 0.086$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.086 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.086 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.112$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.112) = 343.87 \text{ mm}$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{64 \times 10^6}{343.87 \times \frac{400}{1}} = 4.50 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_S = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.30 ; 4.65) \rightarrow A_S = 4.65 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA14=4.62 cm²

M_{t max} = 61KN.m (nappe inferieur)

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 18.5} = 0.084$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.084 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.084 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.109$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.109) = 344.30 \text{ mm}$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{61 \times 10^6}{344.30 \times \frac{400}{1}} = 4.42 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_S = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.30 ; 4.42) \rightarrow A_S = 4.42 \text{ cm}^2$$

On prend : $3HA14=4.62 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage en appui :**

$M_{a \max} = -127.73 \text{ KN.m}$ (nappe supérieur)

$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{127.73 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 18.5} = 0.177$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.177 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.177 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.24$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.24) = 325.44 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{127.73 \times 10^6}{325.44 \times \frac{400}{1}} = 9.81 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_S = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.30 ; 9.81) \rightarrow A_S = 9.81 \text{ cm}^2$$

On prend : $3HA14+3HA16=10.65 \text{ cm}^2$

$M_{a \max} = -121.67 \text{ KN.m}$ (nappe inférieure)

$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{121.67 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 18.5} = 0.169$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.169 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.169 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.23$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.24) = 326.88 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{121.67 \times 10^6}{326.88 \times \frac{400}{1}} = 9.30 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_S = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.30 ; 9.81) \rightarrow A_S = 9.81 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA14+3HA16=10.65cm²

Tableau V.8 : Ferrailage des poutres principales.

Position	Nappe	M _u	d	U _{bu}	α	Z	As	A _{min}	A
Travée	supérieur	62	36	0.086	0.112	343.87	4.5	1.3	3HA14=4.62
	inférieur	61		0.084	0.109	344.30	4.42		3HA14=4.62
Appuis	supérieur	127.73	36	0.177	0.24	325.44	9.81	1.3	3HA14+3HA16 =10.65
	inférieur	121.67		0.169	0.23	326.88	9.30		3HA14+3HA16 =10.65

• **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1)[2].

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

$$4\% b \times d : \text{En zone courante } (A_{min} = 0.04 \times 30 \times 36 = 43.2 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d : \text{En zone de recouvrement } (A_{min} = 0.06 \times 30 \times 36 = 72 \text{ cm}^2).$$

➤ Vérification à L'ELU :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right\} = \min \{ 3.33Mpa; 5Mpa \} = 3.33mpa$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33mpa$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{184460}{300 \times 360} = 1.70mpa$$

$$\tau_u = 1.70mpa \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow cv$$

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : $b = 30cm$; $d = 36 cm$

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = \min(11.42; 35; 1.2)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1.2cm$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2 \quad (1cadre + 1 \text{ étrier})$$

Espacement des barres :**Selon BAEL91[1]**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t = \min(0.9 * 36, 40cm)$$

$$S_{t1} = 32.4cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$S_{t2} = 67cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1 \times (1.70 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t3} = 22.54cm$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow S_t = \min(32.4; 67; 22.54)$$

$$S_t = 22.54cm$$

Selon RPA99[2] :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq 10cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$S_t \leq 20\text{cm}$$

Donc on adopte :

St=10cm En zone nodale

St=15cm En zone courante.

➤ Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$At_{\min} \leq At$$

$$At_{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$At_{\min} = 1.35 \leq At \rightarrow \text{cv}$$

➤ La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA99V2003[2] la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de 40ϕ .

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

On adopte : Lr=70cm

• **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{mpa}$$

En travée :

$$M_t = 28.7 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 4.62(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 69.3y - 2494.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 154490.5$$

$$y = \frac{393.05 - 69.3}{2 \times 15} = 10.8\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 10.8^3}{3} + 15 \times 4.62 (36 - 10.8)^2 = 56605.392 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{28.7 \times 10^6 \times 108}{56605.392 \times 10^4} = 5.47 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

➤ **En appuis :**

$$M = -66.04 \text{ kn.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 10.65 (36 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 159.75 y - 5751 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 15^3}{3} + 15 \times 10.65 (36 - 15)^2 = 104199.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{66.04 \times 10^6 \times 150}{104199.75 \times 10^4} = 9.5 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Tableau V.9 : Vérification à l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	28.7	10.8	56605.392	5.47	15	CV
Appuis	-66.04	15	104199.75	9.5	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91[1](article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$h = 40 \text{ cm}; \quad L = 4.4 \text{ m}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad A_s = 9.24 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{0.40}{4.4} = 0.090 \geq 0.0625 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \Rightarrow 0.090 \geq 0.085 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \Rightarrow 8.55 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \dots CV$$

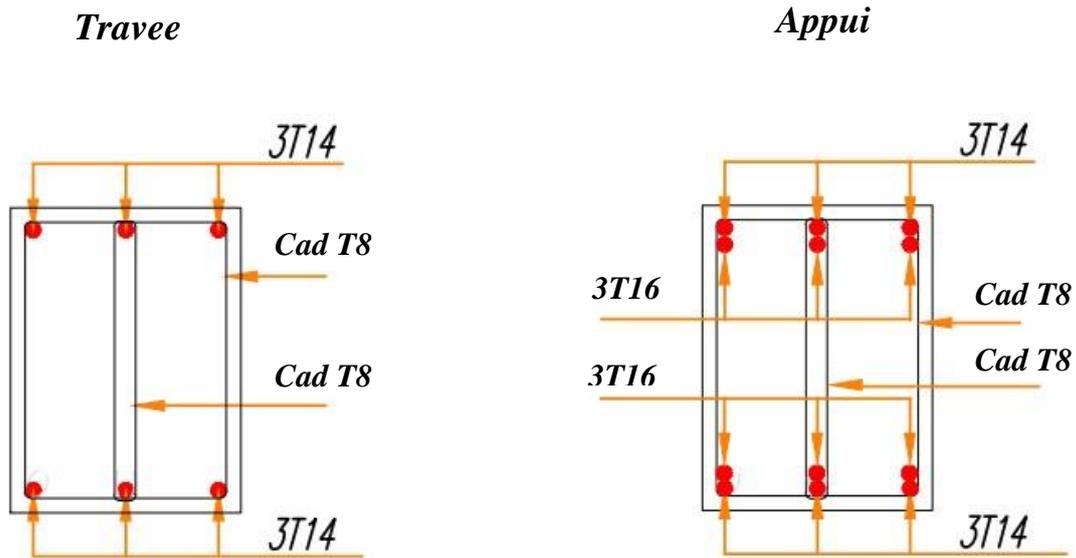


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres principales

V.5.2.2 Poutre secondaire :

Tableau V.10 : Sollicitations de la poutre secondaires.

Section	En Appuis			En Travée		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*35	-51	-36.82	-82.37	-26	-18.5	-41
	52	38	82.64	26	19	41

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres secondaires.

Position	Nappe	M _u	d	U _{bu}	α	Z	As	A _{min}	A
Travée	supérieur	41	31.5	0.074	0.096	302.90	3.38	1.14	3HA12=3.39
	inférieur	41		0.074	0.096	302.90	3.38		3HA12=3.39
Appuis	supérieur	82.37	31.5	0.149	0.202	289.8	7.10	1.14	3HA12+3HA14 =8.01
	inférieur	82.64		0.150	0.204	289.3	7.14		3HA12+3HA14 =8.01

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires :**

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1)[2]

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

$$4\% b \cdot d ; \text{ En zone courante } (A_{min} = 0.04 \cdot 30 \cdot 31.5 = 37.8 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b \cdot d ; \text{ En zone de recouvrement } (A_{min} = 0.06 \cdot 30 \cdot 31.5 = 56.7 \text{ cm}^2)$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{75.75 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.80 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow cv$$

Calcul du ferrailage longitudinal :

Avec : b = 30cm ; d = 31.5cm

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{min} \right) = \min(11.4 ; 3.5 ; 1)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier})$$

Espacement des barres :

Selon BAEL91[1]

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t = \min(0.9 * 31.5, 40cm)$$

$$St_1 = 28.35cm$$

$$S_t \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$St_2 = 67cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma_s \times b \times (au - 0.3ft28)} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (0.80 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$St_3 = 123.37cm$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow$$

$$St = 28.35cm$$

Selon RPA99[2] :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$St \leq 8.75cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$St \leq 17.5cm$$

Donc on adopte :

$$St=10cm \quad \text{En zone nodale}$$

$$St=15cm \quad \text{En zone courante.}$$

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$At_{\min} \leq At$$

$$At_{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$At_{\min} = 1.35 \leq At \rightarrow cv$$

➤ **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003[2] la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de 40ϕ .

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.6 = 64cm$$

$$\text{On adopte : } L_r=70cm$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 19 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 3.39 (31.5 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 50.85 y - 1601.77 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 98691.92$$

$$y = \frac{314.15 - 50.85}{2 \times 15} = 8.77 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 8.77^3}{3} + 15 \times 3.39 (31.5 - 8.77)^2 = 33017.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{19 \times 10^6 \times 87.7}{33017.06 \times 10^4} = 5.04 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

➤ **En appuis :**

$$M = 38 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 8.01 (31.5 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 120.15 y - 3784.72 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 241519.44$$

$$y = \frac{491.44 - 120.15}{2 \times 15} = 12.37 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 12.37^3}{3} + 15 \times 8.01 (31.5 - 12.37)^2 = 62897.91 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{38 \times 10^6 \times 123.7}{62897.91 \times 10^4} = 7.47 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Tableau V.12 : Vérification a l'ELS de la poutre secondaire

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	19	8.77	33017.06	5.04	15	CV
Appuis	38	12.37	62897.91	7.47	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91[1](article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : L=3.5m ; h=35cm ; As=6.78cm² ; b=30cm ;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \Rightarrow \frac{0.35}{3.5} = 0.1 \geq 0.062 \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \Rightarrow 0.1 \geq 0.085 \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \Rightarrow \frac{6.78}{30 \times 31.5} = 7.17 \times 10^{-3} \leq 0.010 \dots \dots \text{CV}$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$T_{\max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9 \times d)$$

$$a' = 35 - c - 2 = 35 - 3 - 2 = 30 \text{ cm}$$

Tableau V.13 : Vérification de la compression du béton

Section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$	Vérification
Pp(30*40)	184.46	600	Oui
Ps(30*35)	75.75	567	Oui

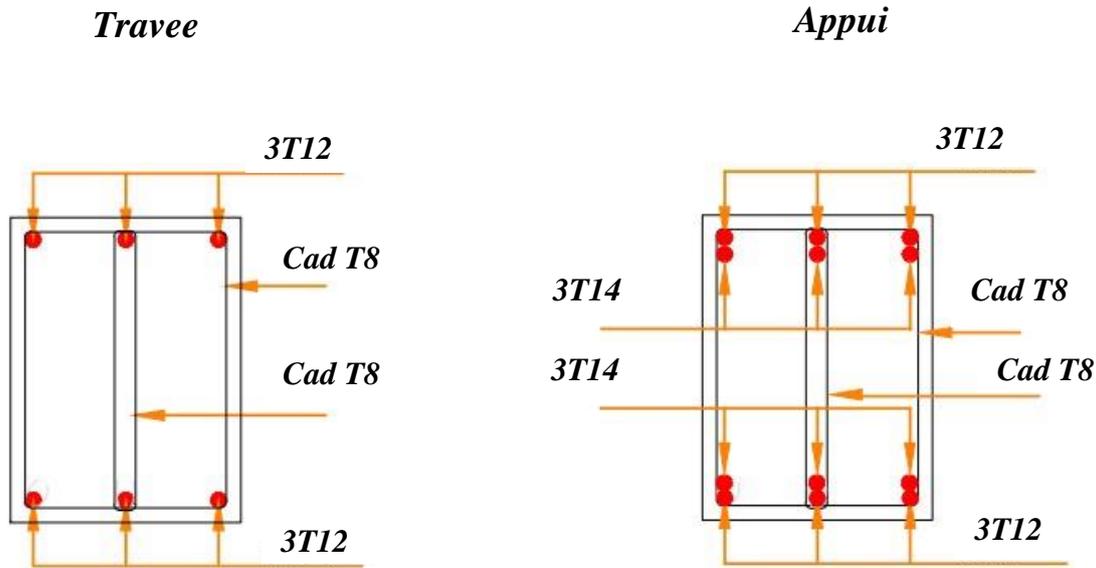


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

V.6 Étude des voiles :

V.6.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.6.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par système mixte portique/ voile dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.6.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.6.4 Avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.6.5 Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003)[2] et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le RPA 99 [2] : $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le BAEL91[1]: $1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.6.6 Recommandations du RPA99 [2] :

V.6.6.1 Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003[2].

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% 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 des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales

du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

V.6.6.2 Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.6.7 Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{min} = 0.15\%$ section globale du voile. $A_{min} = 0.1\%$ zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.6.8 Disposition des voiles :

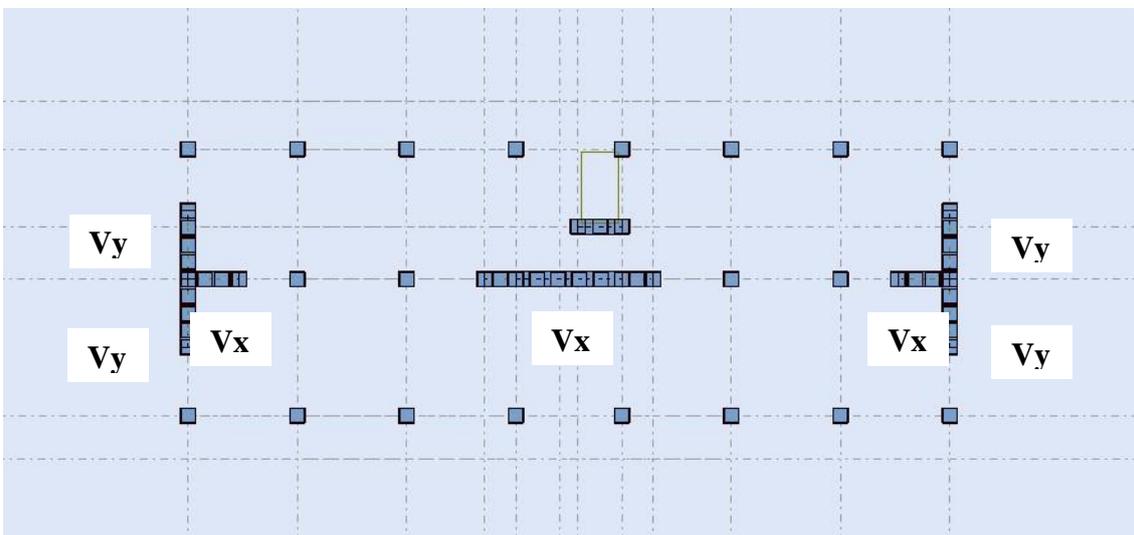


Figure V.5 : Disposition des voiles

V.6.9 Ferrailage des voiles :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** » :

Avec :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}; \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

➤ **Détermination des sollicitations sous les combinaisons :**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC (Groupe 1), et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$I = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$B = e \times l$$

$$V = \frac{h}{2}$$

Armatures verticales :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

On Remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de : (RPA Article 7.7.4) [2]

- Les résultats de calculs des armatures longitudinales sont affichée dans les tableaux ci-dessous:
- On a trois types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichéé dans le tableau suivant

V.6.10. Exemple de calcul :

Voile sur le sens X :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailer les voiles.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

$N_{max} = 1246.78 \text{ KN (compression) , } M_{corr} = 1581.68 \text{ KNm}$

a) Détermination des contraintes :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{I}y$$

Tableau V.14 : Caractéristique géométrique des voiles.

	L (m)	e (m)	V (m) = L/2	B (m²) = L*e	I (m⁴) = e (L³/12)
Voile1 (Vx): (L=3.40m) ; (e=0,20m)	3.40	0,20	1.7	0.68	0.655

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$\sigma_t = 5938.62 \text{ KN/m}^2$ (contrainte maximale de traction)

$\sigma_c = -2271.62 \text{ KN/m}^2$ (contrainte maximale de compression)

La section du voile est partiellement comprimée (S.P.C).

Maintenant, nous déterminons les longueurs de la zone comprimée et celle tendue par les formules suivantes :

- longueur de la zone tendue : $L_T = (\sigma_t \times L) / (\sigma_t + \sigma_c) = 2.46 \text{ m}$

- longueur de la zone comprimée: $L_C = L - L_T = 0.94 \text{ m}$

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile:

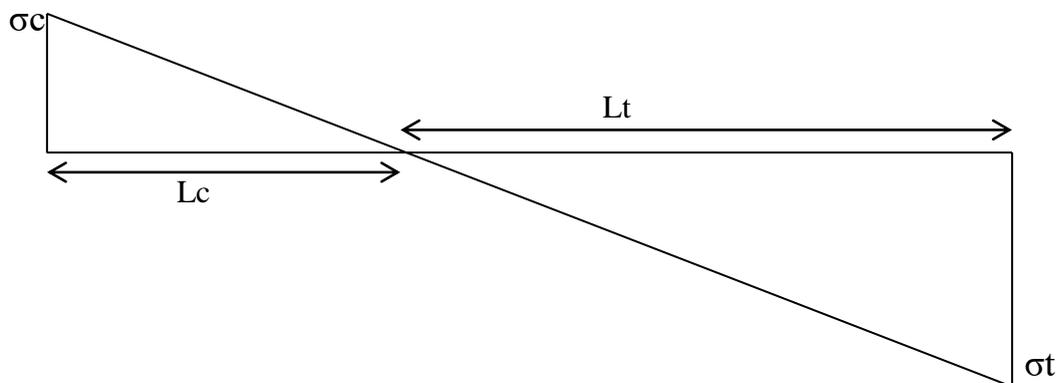


Figure V.6 : Diagramme des contraintes du voile X

b) Calcul du ferrailage:

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction d'où la nécessité d'y mettre des armatures pour résister aux contraintes de traction. Nous déterminons donc le ferrailage en considérant la contrainte de traction.

➤ Zone d'about :

Pour la zone d'about , on prend une bande de largeur égale à:

$$d = \min \left(h_e/2, \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d = \min (1.78, 0.63) = 0.63\text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \times (L_t - 0.63)}{L_t} = 4441.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy1}} = (\sigma_t + \sigma_1)/2 = 5190.25 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{moy1}} = \sigma_{\text{moy1}} \times S_{\text{about}}$$

S_{about} est la section de la zone d'about,

$$S_{\text{about}} = 0,63 \times 0,2 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy1}} = 5190.25 \times 0.12 = 622.83 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy}}/\sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy1}}/\sigma_s ;$$

$$A_{\text{about}} = 15.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : On adopte : } 8\phi 16 = \mathbf{16.08 \text{ cm}^2}$$

➤ Zone courante:

La zone courante dans notre cas est définie par le reste de la section de voile, elle est divisée en deux parties. une première partie comprimée (Ferrillée si la contrainte de compression agit dépasse la contrainte limite de résistance en compression du voile non armé ce qui n'est pas notre cas) et la deuxième partie est tendue. Laquelle, on calcul son ferrailage par la même méthode utilisée pour la bande de longueur 'd'. Mais elle sera divisée sur deux partie comme décrit dans la variante 2 du calcul de DTR [4]

- **La première bonde tendue (L'_{t1})**

$$L'_{t1} = \frac{L_t - d}{2} = 0.91 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 \times ((L_t - d) - L'_{t1})}{L_t - d} = \frac{4441.98 \times ((2.46 - 0.63) - 0.91)}{(2.46 - 0.63)} = 2233.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{2233.08+4441.98}{2} = 3337.48 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{moy} = 3337.48 \times 0.20 \times 0.91 = 607.42 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la première zone courante est égale donc à :

$$A_{courante} = N_{moy}/\sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = 15.18 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : 10 ϕ 14 = **15.39 cm²**

- **La deuxième bonde tendue (L'_{t2})**

$$\sigma_{moy} = \frac{2233.08+0}{2} = 1116.54 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{moy} = 1116.54 \times 0.20 \times 0.91 = 203.21 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la deuxième zone courante est égale donc à :

$$A_{courante} = N_{moy}/\sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : 4 ϕ 14 = **6.16 cm²**

$$A_{courante} = A_s + A_s = 15.39+6.16 = 21.55 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{courante} + A_{about} = 21.55+16.08 = 37.63 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Armatures minimales de RPA 99[2]:**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 20 \times 246 = 9.84 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Le pourcentage minimal :**

$$A_{min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 340 = 10.2 \text{ cm}^2$$

$$A_T = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 37.63 \text{ cm}^2$$

$$A_C = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 10.2 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 383.36 = 536.70 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{536.70 \times 10^3}{400} = 14.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 14.75 \times \frac{L_t}{L} = 10.67 \text{ cm}^2 \text{ (On prend pour les armatures de couture } 8\emptyset 14)$$

$$A_s = 37.63 + 10.67 = 48.3 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30)$

Soit : $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 22 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 11 \text{ cm}$

les ferrailage horizontal

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 11.95 \text{ cm}^2$$

On adopte : $11\emptyset 12$ ($A_s = 12.44 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : $\emptyset 8$

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99)[2].

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [4]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \text{ Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 383.36 \times 10^3}{200 \times 3060} = 0.88 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.87 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

K=0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend K=0.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :
0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

➤ L'espacement :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30)$$

Soit : $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 30 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 0.88 \times 300}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}(RPA) = 0.15\% \times e \times 350 = 10.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 11T12 = 12.44 cm²

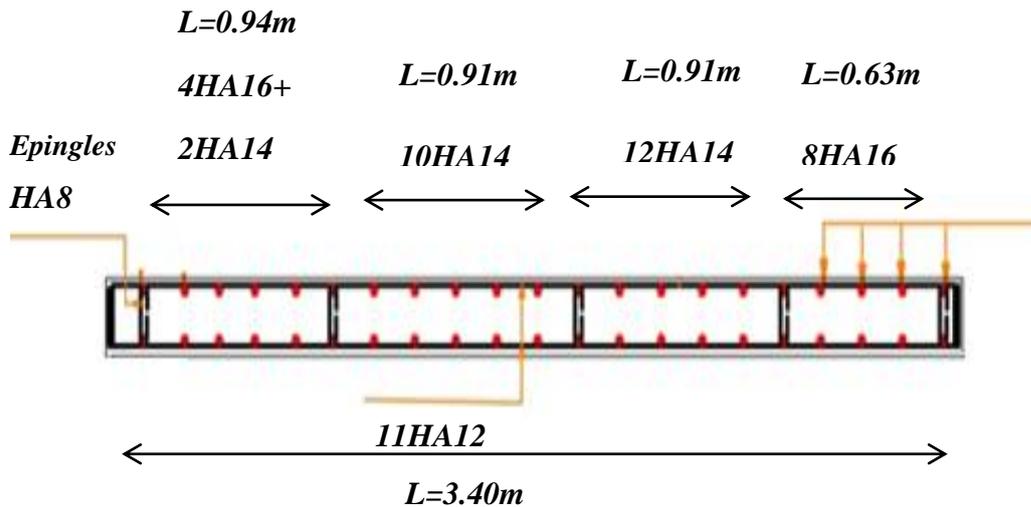


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile sur le sens X .

Voile sur le sens Y :

$N_{max} = 1432.19 \text{ KN}$ (compression) , $M_{corr} = 1165.10 \text{ KNm}$

a) Détermination des contraintes :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{I} y$$

Tableau V.15 : Caractéristique géométrique de voile.

	L (m)	e (m)	V (m) = L/2	B (m ²) = L*e	I (m ⁴) = e (L ³ /12)
Voile2 (Vy): (L=2.20m) ; (e=0,15m)	2.20	0,15	1.1	0.3	0.133

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$$\sigma_t = 14410.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = -4862.19 \text{ KN/m}^2$$

La section du voile est partiellement comprimée (S.P.C).

Maintenant, nous déterminons les longueurs de la zone comprimée et celle tendue par les formules suivantes :

- longueur de la zone tendue : $L_T = (\sigma_t \times L) / (\sigma_t + \sigma_c) = 1.6 \text{ m}$

- longueur de la zone comprimée: $L_C = L - L_t = 0.6 \text{ m}$

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile:

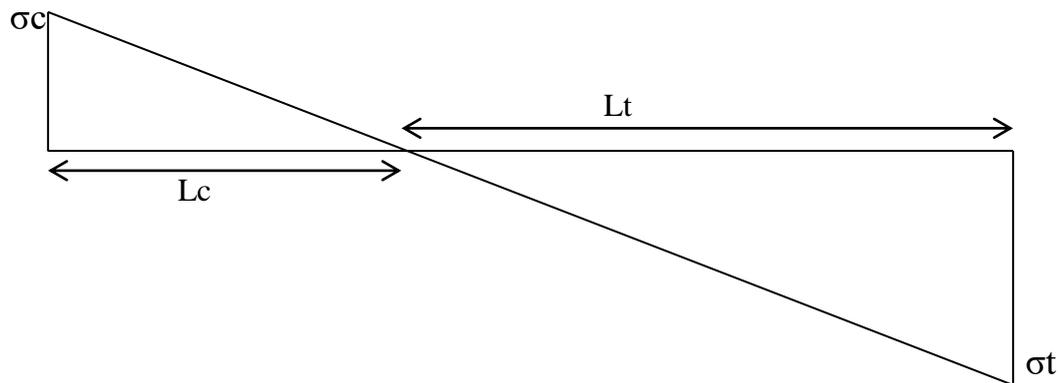


Figure V.8 : Diagramme des contraintes du voile Y

b) Calcul du ferrailage:

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction d'où la nécessité d'y mettre des armatures pour résister aux contraintes de traction. Nous déterminons donc le ferrailage en considérant la contrainte de traction.

➤ Zone d'about :

Pour la zone d'about , on prend une bande de largeur égale à:

$$d = \min \left(h_e/2, \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d = \min (1.78, 0.4) = 0.4 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \times (L_t - 0.4)}{L_t} = 410807.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy1} = (\sigma + \sigma_1)/2 = 12608.86 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{moy1} = \sigma_{moy1} \times S_{about}$$

S_{about} est la section de la zone d'about,

$$S_{about} = 0,4 \times 0,15 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$N_{moy1} = 12608.86 \times 0.06 = 756.53 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy}}/\sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy}}/\sigma_s ;$$

$$A_{\text{about}} = 18.91 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : $10\phi 16 = 20.11 \text{ cm}^2$

➤ Zone courante:

La zone courante dans notre cas est définie par le reste de la section de voile, elle est divisée en deux parties. Une première partie comprimée (Ferrillée si la contrainte de compression agit dépasse la contrainte limite de résistance en compression du voile non armé ce qui n'est pas notre cas) et la deuxième partie est tendue. Laquelle, on calcul son ferrailage par la même méthode utilisée pour la bonde de longueur 'd'. Mais elle sera divisée sur deux parties comme décrit dans la variante 2 du calcul de DTR[4]

- **La première bonde tendue (L'_{t1})**

$$L'_{t1} = \frac{Lt-d}{2} = 0.6 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 X((Lt-d) - L'_{t1})}{Lt-d} = \frac{10807.59 X((1.6-0.4) - 0.6)}{(1.6-0.4)} = 5403.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{10807.59 + 5403.79}{2} = 8105.69 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{moy}} = 8105.69 \times 0.15 \times 0.6 = 729.51 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la première zone courante est égale donc à :

$$A_{\text{courante}} = N_{\text{moy}}/\sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = 18.23 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : $12 \phi 14 = 18.47 \text{ cm}^2$

- **La deuxième bonde tendue (L'_{t2})**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{5403.79 + 0}{2} = 2701.89 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{moy}} = 2701.89 \times 0.15 \times 0.6 = 243.17 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la deuxième zone courante est égale donc à :

$$A_{\text{courante}} = N_{\text{moy}}/\sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = 6.07 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : $4 \phi 14 = 6.16 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{courante}} = A_s + A_s = 18.47 + 6.16 = 24.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{\text{courante}} + A_{\text{about}} = 24.63 + 20.11 = 44.74 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 15 \times 160 = 4.8 \text{ cm}^2$$

❖ Le pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 15 \times 220 = 4.95 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_T = \max(A_s, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 44.74 \text{ cm}^2$$

$$A_C = \max(A_s, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 4.95 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{\text{vj}} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 289.12 = 404.76 \text{ KN}$$

$$A_{\text{vj}} = 1.1 \times \frac{404.76 \times 10^3}{400} = 11.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{vj}} = 11.13 \times \frac{L_t}{L} = 8.09 \text{ cm}^2 \text{ (On prend pour les armatures de couture } 6\phi 14)$$

$$A_s = 44.74 + 8.09 = 52.83 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Soit : $S_t \leq 22.5$ cm

On adopte : $S_t = 20$ cm

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10$ cm

les ferrailage horizontal

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 12.42 \text{ cm}^2$$

On adopte : 11Ø12 ($A_s = 12.44$ cm²)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [4]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 289.12 \times 10^3}{150 \times 1980} = 1.36 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.87 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

K=0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend K=0.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : τ_u ≤ 0.025f_{c28}.

0.25% de la section du voile considérée si : τ_u > 0.025f_{c28}

➤ **L'espacement** :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30)$$

$$\text{Soit : } S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{150 \times 1.36 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 350 = 7.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 11T12 = 12.44 \text{ cm}^2$$

	4HA14	10HA14	12HA14	10HA16
<i>Epingles</i>	L=0.6m	L=0.6m	L=0.6m	L=0.4m
HA8	↔	↔	↔	

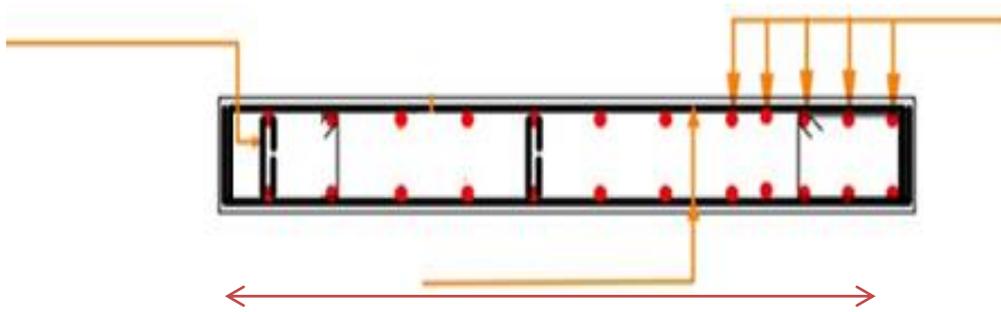


Figure V.9 : Schéma de ferrailage de Voile sur le sens Y

V.7 Conclusion :

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00 constituée principalement par les fondations qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (par exemple, cas des semelles sur pieux). La détermination de type de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Ce chapitre aborde tout ce qui est relié à la détermination des dimensions et du ferrailage des éléments de fondations en béton armé. Dans le cas le plus général, ces éléments transmettent au sol un effort normal, force horizontale et couple de forces qui peut être de grandeur variable et s'exerce dans des plans différents.

VI.2 Facteur de choix du type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VI.3 Choix de type de fondation :

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1.8bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduits dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire.

D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1)[2], les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q

- ELS : G + Q

- G + Q + E

- 0.8 G + E

❖ Calcul de la contrainte

$$\sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

Avec :

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites

$\gamma_q = 2$ (ELU)

$\gamma_q = 3$ (ELS)

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \rightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS} = \frac{3}{2} \times 1.8 = 2.7 \text{ bar}$$

VI.3.1 Vérification de la semelle isolée :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_s = 1.8 \text{ bar}$)

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (a*b) d'où les semelles sont carrées (A*B)

Soit:

N_s : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base et obtenue par le logiciel

S : Surface de la fondation (A x B)

On adopte une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b:

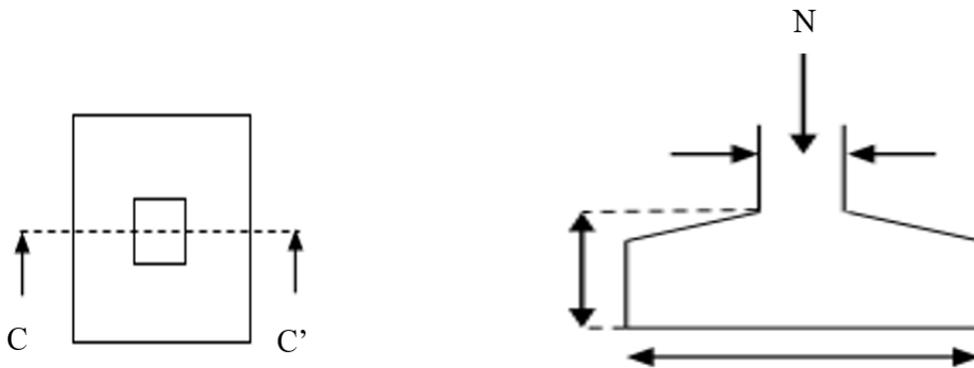


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots\dots\dots 2$$

a et b : dimensions de poteau à la base

On remplace 2 dans 1

$$\frac{a}{b} \times B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s \times b}{\sigma_{sol} \times a}}$$

D'après le résultat :

$$ELU : B \geq \sqrt{\frac{1112.67 \times 0.4}{270 \times 0.4}} = 2.03m$$

$$ELA : B \geq \sqrt{\frac{1669.44 \times 0.4}{270 \times 0.4}} = 2.48m$$

$$ELS : B \geq \sqrt{\frac{806.46 \times 0.4}{180 \times 0.4}} = 2.11m$$

Le cas le plus défavorable est à l'ELA. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle $B=2.48$ m la semelle isolée ne passe pas.

D'après les résultats, On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2 Vérification de la semelle sous poteaux

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des 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 :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 17441.01 \text{ KN.}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{17441.01}{180} = 96.89m^2$$

- Surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 219.6 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b < 50\%$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 44.12\% \leq 50\%$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles : Semelles filantes sous voile et semelles filantes sous le fils poteaux.

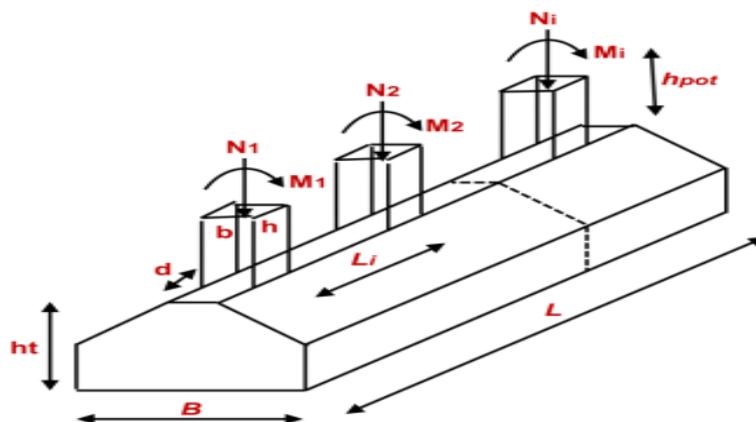


Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante

• Dimensionnement de la semelle

$N_{ser} = 1814.56 \text{ KN}$. $A = 8.6 \text{ m}$

$B = \frac{N_{ser}}{A \times \sigma_s} = 1.17$

$B = 1.6 \text{ m}$

on prend: $B = 1.6 \text{ m}$

$d \geq \frac{(B-b)}{4} = 0.3$

on prend: $d = 35 \text{ cm}$ $h = 35+5 = 40 \text{ cm}$.

• Ferrailage principale :

$N_u = 2490.66 \text{ KN}$

$A_s = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{2490.66(1.6-0.4)}{8 \times 0.35 \times 347.82} = 30.68 \text{ cm}^2$

$\frac{A_s}{L} = 3.56 \text{ cm}^2$

On adopte : 4HA12 $A=4.52$

• Calcul de l'espacement

$St \leq St_{max} = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 31 \text{ cm}$

On prend : $St = 30 \text{ cm}$

• Ferrailage de répartition :

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$ Soit ($A_r=4.71$ 6HA10).

• Vérification de contrainte :

$\sigma \leq \sigma_{sol}$

$P = A * b * h * 25 = 8.6 * 1.6 * 0.4 * 25 = 137.6 \text{ KN}$

$\sigma = \frac{N+p}{A*B} = 191 \text{ KN/m}^2$

$\sigma = 191 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 270 \text{ KN/m}^2$ Vérifie

VI.3.3 Schéma de Ferrailage :

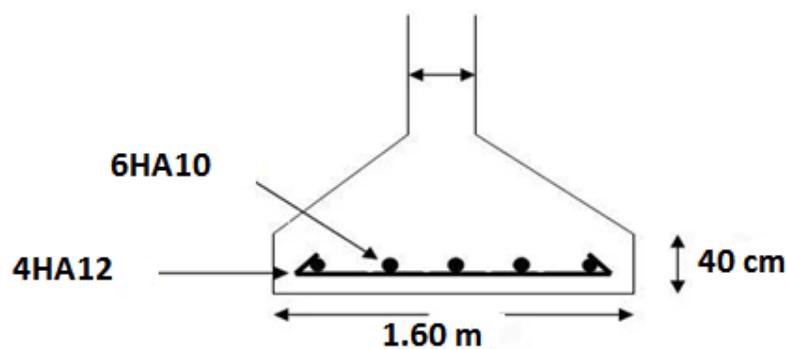


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage Semelle filantes.

VI.3.4 Semelle filantes sous voile :

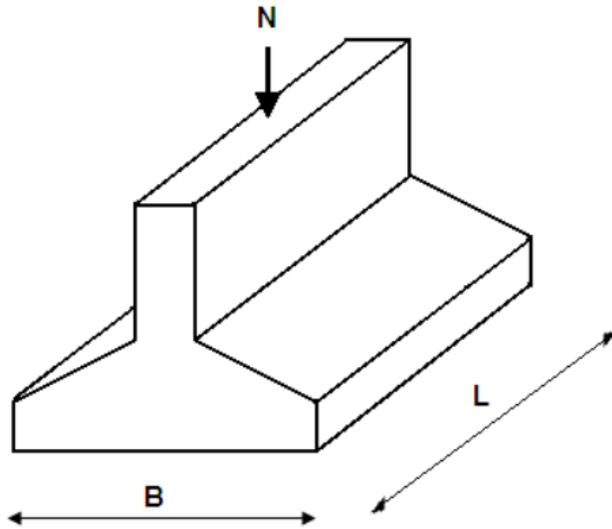


Figure VI.4 : Dimension de la semelle filante sous voile.

VI.3.4.1 Semelle filantes sous voile v1 (y-y) :

- Dimensionnement : L= 4.4m

$$G + Q \begin{cases} N_1 = 1122.14 \text{ KN} \\ M_1 = -1.73 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 1529.50 \text{ KN} \\ M_1 = -2.36 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0015 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 2.51 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad B = 2.6 \text{ m}$$

On choisit : B = 3 m

- Calcul la hauteur h :

$$d \geq \left(\frac{B - b}{4}\right) = 0.65 \Rightarrow d = 70 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 70 + 5 \Rightarrow h = 75 \text{ cm} , \quad h \geq L/6 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Ferrailage principale :

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 1529.50 \text{ KN} \\ M_1 = -2.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0015 \text{ m} \quad e_0 < \frac{B}{4} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u * (1 + 3 e_0/B) * (A - a)}{8 * d * \sigma_s} = \frac{1529.50 * (1 + 3 * 0.0015/2.6) * (2.6 - 0.2)}{8 * 0.75 * 347.82} = 17.62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = 4.90 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA14 = 7.7 cm²

- **L'espaceur :**

$$St \leq St_{\max} = \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $St = 40 \text{ cm}$

- **Ferraillage de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } (A_r = 4.52\text{cm}^2 \text{ 4HA12}).$$

VI.3.4.2 Semelle filantes sous voile v2 (x-x):

- **Dimensionnement : $L=5.4 \text{ m}$**

$$G + Q \begin{cases} N_1 = 2621.58 \text{ KN} \\ M_1 = -1.54 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 3593.22 \text{ KN} \\ M_1 = -2.15 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 0.0005 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}} = 3.82 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad B = 4 \text{ m}$$

On choisit : $B = 4 \text{ m}$

- **Calcul la hauteur h :**

$$d \geq \left(\frac{B - b}{4}\right) = 1.15 \Rightarrow d = 115 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 115 + 5 = 120\text{cm} \Rightarrow h = 120 \text{ cm}, \quad h \geq L/6 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Ferraillage principale :**

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 3593.22 \text{ KN} \\ M_1 = -2.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0005\text{m} \quad e_0 < \frac{B}{4} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u \times (1 + 3 e_0/B) \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{3593.22 \times (1 + 3 \times 0.0005/4) \times (4 - 0.2)}{8 \times 1.2 \times 347.82} = 40.90\text{cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = 7.57 \text{ cm}^2$$

On adopter: $5\text{HA14} = 7.70\text{cm}^2$

- **L'espaceur :**

$$St \leq St_{\max} = \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

on prend: $St = 20 \text{ cm}$

- **Ferraillage de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } (A_r = 4.52\text{cm}^2 \text{ 4HA12}).$$

VI.3.4.3 Schéma de Ferrailage :

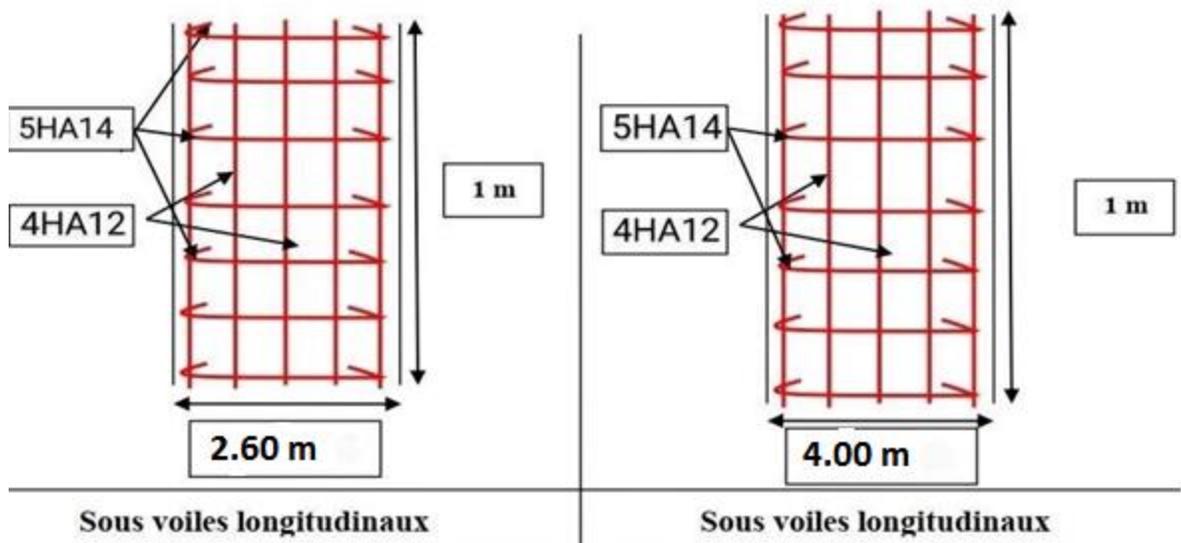


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage Semelle filantes sous voile.

VI.4 Longrine :

VI.4.1 Définition :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction.

VI.4.2 Dimensionnement de la longrine :

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1)[2], les dimensions minimales de la section transversale dès l'origine sont:

- * (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- * (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30x25) cm²

VI.4.3 Ferrailage de la longrine :

• Armature longitudinale :

Les longrines doivent être calculées pour résister à une force de traction égale à $F = Nu \text{ (max)} / \alpha > 20 \text{ KN}$ [RPA 99 V 2003][2]

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

D'après [RPA99/2003] :

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa),

$Nu \text{ (max)}$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$Nu \text{ (max)} = 1112.67 \text{ KN}$.

$F = 1112.67/12 = 92.72 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$ Vérifiée

$A_s = F/\sigma_s = 92.72 \times 10^3 / 347.82 = 266.56 \text{ mm}^2 = 2.66 \text{ cm}^2$.

• Etat limite service :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$\sigma_a = \min (2/3 f_e ; 150\eta)$

$\eta = 1.6$

$\sigma_a = \min (2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$;

$N_{ser} = 806.46 \text{ KN}$.

$$\sigma_{\text{ser}} = (N_{\text{ser}}/\alpha)/A_s \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = (N_{\text{ser}}/\alpha)/\sigma_a = (806.46 \times 10^3 / 12) / 240 = 1.68 \text{ mm}^2 = 1.68 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; f_c = 400 \text{ MPa.}$$

$$d = 0.9 h = 36 \text{ cm. } A_s \geq 0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1 / 400$$

$$A_s = 0.81 \text{ cm}^2$$

recommandations de [RPA 99 v2003][2]

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de:

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi_L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0.006 (30 \times 25) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12** Avec $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 1.13$$

On prend : 2T8 ($A = 1.04 \text{ cm}^2$)

Avec. Espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \varphi_l)$$

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1.2)$$

$$e = \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

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

VI.4.4 Schéma de Ferrailage :

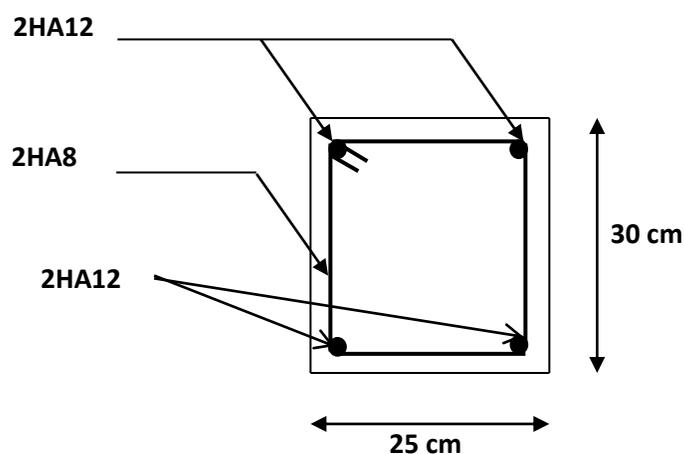


Figure VI.12: Schéma de Ferrailage de longrine.

VI.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons établi tous les ferraillements des éléments de l'infrastructure (Fondations et longrine). A savoir, le type de fondation le plus approprié, selon les calculs réalisés durant ce chapitre, est celui de semelles filantes. Ce choix est opté en vue des conditions de site et de l'ouvrage de notre projet.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée de notre formation particulièrement dans ce qui concerne l'analyse et l'étude des bâtiments. Afin d'assurer la sécurité des usagers et d'adapter des solutions économiques, le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, la résistance des éléments porteurs et la stabilité de forme vis-à-vis des différentes sollicitations.

Après avoir étudié ce projet, on a pu tirer ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement beaucoup plus réaliste.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important à la rigidité de l'ensemble de bâtiment et par conséquent sur la distribution des efforts. Ce qui conduit à un ferrailage optimum.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Notons que grâce à ce projet qui s'agit de notre première expérience, nous nous sommes bien familiarisés avec le logiciel ROBOT ainsi que les techniques de modélisations qui restent similaires d'un logiciel à l'autre. De plus, nous somme ressenti la vraie valeur de l'emploi des outils informatiques qui permettent d'économiser beaucoup de temps et de cout de conception.

LES REFERENCES

LES REFERENCES

LES REFERENCES

- [1] Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99.
- [2] Règle parasismique Algérienne RPA99 version, 2003
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.
- [4] Document technique règlementaire (DTR B. C .2.2).
- [5] Lecheheb M .2019. Cours 3^{ème}année génie civil. Résistance des Matériaux. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf ,Mila
- [6] Guettiche A. 2020. Cours Master génie civil. Dynamique des structures 2. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf , Mila
- [7] Dr. Abdelkader BRAHIM .2021 Cours Master Génie Civil – Structure : Projet structures en béton armé.
- [8] Boutrah Sara et Bahire hayat "Étude D'un Bâtiment «RDC + 5»à usage d'habitation" université Abdelhafid Boussouf , Mila 2019.
- [9] Abdiche Roumaïssa et Leguene Hadjer "Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation avec Contreventement Mixte " Université Abdelhafid Boussouf , Mila 2021.
- [10] Merabtane mahfoud et Ahmed brika "Conception et Étude D'un Bâtiment «RDC + 12 + SSOL par une analyse dynamique et statique non linéaire» " , université Abdelhafid Boussouf , Mila 2019.

Logiciels utilisés :

- [1] Robot 2014.
- [2] Autocad 2016.
- [3] Application de Calcul Excel (Flexion simple, Flexion composé, Flèche...)

Annexes

Annexes

Annexe 1 : Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexes

Annexe 2: Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\alpha = Lx / Ly$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

