

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة محمد بوضياف-المسيلة
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA
كلية التكنولوجيا
FACULTE DE TECHNOLOGIE
قسم الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de Fin d'Etude de MASTER

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

THEME

**Conception structurale d'un bâtiment (R+5)
En béton armé**

Proposé et dirigé par :

Mr BENYAHIA Abdeslam M.A.A

Présenté par :

**-CHAGUELOUFA Rofaida
- SAOUDI Ikram**

Année universitaire : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant qui nous a donné la santé l'énergie et la patience pour terminer ce présent travail. Après, nous tenons à remercier nos familles de nous avoir encouragés et soutenus en toute fierté durant notre parcours d'études.

*Nous tenons à remercier vivement ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, particulièrement notre encadreur **Mr; BENYAHIA** Abdeslam pour son aide, ses conseils et ses critiques objectives qui étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail.*

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant notre cursus.

Nous voulons remercier aussi, les membres de jury pour l'honneur qui nous a accordé, en participant à notre soutenance.

Ikram & Rofaïda



الاهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

(وَقُلْ اَعْمَلُوا فَسَيَرَى الله عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَالْمُؤْمِنُونَ)

من قال انا لها "نالها"

و انا لها ان ابت رغم عنها اتيت بها

إلى الذي زين اسمي بأجمل الالقاب الداعم بلا حدود و المعطي بلا مقابل أبي الغالي "عبد
الرحمان" فخرا و اعتزازا

إلى الحاضنة التي جعل الله جنتي تحت اقدامها إليك يا حبيبة القلب و عزيزة الروح يا من
دعمتني بدعواتك إليك يا من عجزت على وصفها و لم تكفي الكلمات أمي "فاطمة"

إلى ضلعي الثابت و أمان أيامي إلى من شددت عضدي بهم اخوتي و على رأسهم "علي و حنان
"

"إلى من هم زينة الحياة الدنيا "أولاد اخوتي

"إلى رفيقة مشواري "إكرام

إلى من أحبوني بصدق و كانوا سندا ،إلى من أفاضني بنصائحه

إلى المكان الذي احتواني حين فرحي و حزني

"حين بكائي و ضحكي طيلة الخمس سنوات "مصلى القدس

و إلى صديقات المصلى

أهديكم هذا الإنجاز الذي وصلت له بعد أعوام من الكفاح

و طعما حلوا من النجاح

احبكم في الله

Rofaída



الاهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

«وآخر دعوانهم أن الحمد لله رب العالمين

الحمد لله الذي يسر لي البدايات وأكمل لي النهايات وبلغني الغايات. لم تكن الرحلة قصيرة ولا الطريق ممهدة بالتسهيلات لكنها اكتملت بفضل الله فله الحمد على ما أعان ويسر بفضلله وكرمه

أهدي تخرجي الى من هم كل ما أملك الي العمود الثابت في عثرات أيامي الى من هم في الحياة حياة الي من بذلوا جهد السنين من أجلي

أبي عبد الرزاق سعودي

أمي فضيلة سعودي

إلى من كانوا ولا زالو سنداً لي في الحياة أخواتي الغاليات سارة-خليدة-رفيدة

إلى سندي الذي لايميل واليد التي تمتد لي قبل ان اطلب أخي علاء الدين

إلى من شاركتني الطريق رفيقة الايام والمواقف صاحبت الفضل العظيم صديقتي
رفيدة شقلوفة

إلى كل عائلة سعودي فردا فردا

وأخيرا الحمد لله الذي وفقني وأعانني ومنحني القدرة على الوصول الى هذه
المرحلة التي لا لطالما حلمت به

Ikram



Liste des notations

Liste des notations

A :	Coefficient d'accélération de zone.
D :	Facteur d'amplification dynamique.
E :	Action accidentelle.
F :	Force concentrée.
G :	Action permanente.
I :	Moment d'inertie.
L :	Longueur , portée.
M :	Moment fléchissant.
N :	Effort normal.
Q :	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R :	Coefficient de comportement global de la structure.
T :	Effort tranchant, période.
V :	Force sismique totale.
W :	Poids totale de la structure.
Z :	Bras de levier.
ELU :	Etat limite ultime.
ELS :	Etat limite service.
A_r :	Armature de réparation.
A_{st} :	Section d'armature.
Br :	Section réduite.
C_p :	Facteur de force horizontal.
C_T :	Coefficient de période.
E_b :	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier
f_{tj} :	Résistance à la traction du béton à (j) jour.

Liste des notations

f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
i_x, i_y :	Rayon de giration.
a :	Position relative de la fibre neutre.
β :	Coefficient de pondération
λ :	Elancement.
ε :	Déformation relative.
ϕ :	Diamètre des armatures.
η :	Facteur de correction d'amortissement.
θ :	Coefficient d'application.
μ_u :	Moment ultime réduit.
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s :	Coefficient de sécurité d'acier.
τ_u :	Contrainte de cisaillement.
$\overline{\tau_u}$:	Contrainte ultime de cisaillement.
σ_{bc} :	Contrainte de béton.
σ_{st} :	Contrainte d'acier.
$\overline{\sigma_b}$:	Contrainte admissible du béton.
$\overline{\sigma_s}$:	Contrainte admissible d'acier.
$\overline{\sigma_{sol}}$:	Contrainte admissible du sol
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I_{fi} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x, I_y :	Moment d'inertie.
L_f :	Longueur de flambement.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a :	Moment en appuis.
M_t :	Moment en travée.

Liste des notations

M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite service.
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{ser} :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
S_t :	Espacement.
W_i :	Poids au niveau « i ».
d :	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e :	Epaisseur.
f :	Flèche.
$\overline{f}$:	Flèche admissible.
d' :	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier
F_i :	Flèche due aux charges instantanées.
f_v :	Flèche due aux charges de longue durée.
f_{bc} :	Contrainte de calcul.

Table des matières

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Présentation du projet.....	2
I.1 - Introduction	3
I.2 - Présentation du Projet.....	3
I.3 - Caractéristique de l'ouvrage.....	3
I.3.1 Caractéristique géométrique	3
I.3.2 Donnés géotechnique du sol	3
I.4 - Conception structurelle.....	3
I.4.1 Les planchers	3
I.4.2 L'Ossature de l'ouvrage.....	4
I .4.3. Les escaliers	4
I .4.4 .L'acrotère	4
I .4.5 .Revêtements	4
I .4.6. Balcons	4
I .4.7. Terrasse.....	4
I .4.8. Les fondations.....	4
I-5-Présentation des plans.....	5
I.6 - caractéristique des matériaux.....	8
I.6.1- Béton.....	8
I.6.2 Aciers	12
I.7 -Actions et sollicitations.....	15
I.7.1 Définition des actions.....	15
I.7.2 Sollicitations.....	16
I.8. Conclusion.....	16

Sommaire

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments.....	17
II.1 – Introduction.....	18
II.2 - Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	18
II.2.1. Planchers.....	18
II.2.1.1- Plancher à corps – creux.....	18
II.2.1.2- Poutrelles.....	19
II.2.1.3- Dalle pleine.....	20
II.2.2. Escaliers.....	21
II.2.3. Acrotère.....	23
II.3 - Pré-dimensionnement des éléments principales.....	23
II.3.1. Poutre.....	23
II.3.1.1. Poutres principales.....	24
II.3.1.2. poutres secondaires.....	24
II.3.2 Les poteaux.....	25
II.3.3. Voiles.....	27
II.4. Évaluation et descente de charge.....	28
II.4.1. Évaluation des charges et surcharges.....	28
II.4.1.1. Plancher terrasse (non accessible sauf pour entretien).....	29
II.4.1.2. Plancher (étage courant).....	30
II.4.1.3. Dalle plaine (Balcon Etage Courant).....	31
II.4.1.4. Dalle plaine (Balcon Terrasse).....	31
II.4.1.5. Murs Extérieurs	32
II.4.1.6. Murs intérieurs.....	32
II.4.1.7.Escalier.....	32
II.4.1.7.1.Palier.....	32
II.4.1.7.2.Paillasse.....	33
II.4.1.8. Acrotère.....	33

Sommaire

II.4.2. Descente de charge.....	34
II.4.2.1. Surcharges différentes selon la loi de dégression.....	34
II.4.2.2. Poteau le plus sollicitée.....	35
II.4.2.3. Charges et surcharges.....	36
II.4.3. Vérifications nécessaires.....	38
II.5. Conclusion.....	40
Chapitre III :Calcul des éléments secondaires.....	41
III.1. Introduction.....	42
III.2. Planchers	42
III.2.1. Introduction	42
III.2.2. Calcul des poutrelles	42
III.2.3. Différents types des poutrelles	43
III.2.4. Méthode de calcul des sollicitations	44
III.2.4.1. Méthode forfaitaire	44
III.2.4.2. Méthode de Caquot.....	46
III.2.4.3. Méthode de Caquot minorée	47
III.2.5. Evaluation des charges	47
III.2.6. Choix de la méthode de calcul	47
III.2.6.1. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	47
III.2.6.2. Définition des trois cas de charge.....	48
III.2.7. Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles	48
III.2.8. Calcul plancher terrasse inaccessible.....	49
III.2.8.1. Sollicitation max	53
III.2.8.2. Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible)	53
III.2.8.3. Vérification de l'effort tranchant.....	55
III.2.8.4. Vérification des contraintes à ELS	55
III.2.9. Calcul du plancher de l'étage courant.....	59

Sommaire

III.2.9.1. Sollicitation max	62
III.2.9.2. Ferrailage des poutrelles (Etagé courant).....	62
III.2.9.3. Vérification de l'effort tranchant.....	63
III.2.9.4. Vérification des contraintes à ELS.....	64
III.2.9.5. Vérification de la flèche.....	65
III.2.10. Ferrailage de la table de compression.....	68
III.2. Escaliers.....	69
III.2.1. Description.....	70
III.2.2. Charges et surcharges.....	70
III.2.3. Combinaisons des charges	70
III.2.4. Calcul des sollicitations.....	71
III.2.5. Calcul de ferrailage	73
III.3. Acrotère	77
III.3.1. Définition	77
III.3.2. Evaluation des Charges	77
III.3.3. Vérification au séisme.....	77
III.3.4. Calcul des sollicitations.....	78
III.3.5. Calcul de Ferrailage	78
III.4. Dalles pleines des balcons	83
III.3.1. Evaluation des charges	84
III.3.2. Calcul en Etagé courant	84
III.7. Conclusion.....	88
Chapitre IV: Etude Sismique.....	89
IV.1. Introduction	90
IV.2. Objectif de l'étude sismique.....	90
IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces Sismiques	90

Sommaire

IV.3.1. Méthode statique équivalente	91
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	91
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes	92
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul.....	92
IV.4. Modélisation de la structure	93
IV.4.1. Introduction.....	93
IV.4.2. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024	93
IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	94
IV.4.4. Spectre de calcul	94
IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer	94
IV.4.6. Vérification de la période.....	94
IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale.....	95
IV.5.1. Calcul de la force sismique totale.....	95
IV.5.2. Vérification des résultats vis-à-vis de l'RPA2024.....	95
IV.5.3. Centre de masse et centre de torsion et l'excentricité.....	95
IV.5.4. Résistance des Poteaux a l'effort réduit vérification.....	96
IV.5.5. Vérification des déplacements latéraux inters étage	96
IV.5.6. Vérification de l'effet de P-Delta.....	100
IV.5.7. Vérification de l'effort tranchant	101
IV.5.8. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	108
IV.5.9. Justification vis-à-vis la résistance des planchers.....	110
IV.5.10. Diaphragme Rigide ou Flexible.....	115
IV.5.11. Systeme à ossature a noyau ou effet de noyau.....	116
IV.5.12 : Justification de la largeur des joints sismiques.....	118
V.7 – Conclusion.....	120
Chapitre V: Calcul des éléments structuraux.....	121

Sommaire

V.1.Introductions.....	122
V.2. Définitions des éléments structuraux	122
V.2.1. Poutres.....	123
V.2.1. Poteaux.....	123
V.3. Ferrailage des portiques	125
V.3.1 Combinaisons d’actions.....	126
V.4. Ferrailage des poutres.....	130
V.4.1. Sollicitations du calcul	131
V.4.2. Recommandations du RPA99/2024.....	134
V.4.2.1-Les armatures longitudinales selon (RPA 2024).....	134
V.4.2.2- Armatures transversales.....	135
V.4.3. Exemple de ferrailage.....	136
V.4.3.1. Poutres principales	138
V.5.Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne	138
V.6.Calcul de l'espacement des armatures transversales	140
V.7. Ferrailage des poteaux	140
V.7.1.CALCUL DES POTEAUX:35x35.....	140
V.7.2.Sollicitation de calcul.....	140
V.7.3. Exemple de calcul.....	140
V.7.4. Ferrailage longitudinal.....	140
V.7.5. Ferrailage transversal.....	142
V.7.6. Vérification spécifique selon RPA 2024.....	142
V.8. Etude des voiles.....	143
V.8.1. Ferrailage	143
V.8.1.1.Ferrailage des trumeaux.....	144

Sommaire

V.8.1.2.Ferraillage minimum.....	144
V.8.2.Ferraillages des voiles	145
V.8.3.DIMENTIONNEMENT DES VOILES.....	145
V.8.4.Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles	145
V.8.5.EVALUATION DES DIAGRAMMES DES MOMENTS DE CALCUL	146
V.8.6.EVALUATION DE LA HAUTEUR (H_{CR}) DE LA ZONE CRITIQUE DU VOILE	
V.8.7.FERRAILLAGES DU VOILE EN FLEXION COMPOSEE ET CALCUL DU MOMENT RESISTANT.....	146
V.8.7.1- Exemple de calcul.....	146
V.8.7.2- Ferraillage Armatures verticales (longitudinales).....	147
V.8.7.3 - Ferraillage Armatures horizontale (transversales).....	147
V.9. Conclusion.....	148
CHAPITRE VI :Etude de L'infrastructure.....	149
VI.1. Introduction	150
VI.2. Classification des fondations	150
VI.3. Justification pour le choix de type de fondation.....	151
VI.3.1. Combinaisons d'actions	151
VI.3.2. Contrainte admissible du sol (Capacité portante)	151
VI.3.3. Choix type de fondation.....	152
VI.3.3.1. Vérification de la semelle isolée	152
VI.3.3.2. Vérification de la semelle filante	153
VI.4. Dimensionnement de la semelle	154
VI.4.1. largeur « B »	154
VI.4.2. Calcul de la hauteur de la semelle.....	156
VI.4.3. Vérification au poinçonnement.....	156

Sommaire

VI.4.4. Calcul de la poutre de rigidité.....	157
VI.5. Calcul des sollicitations.....	157
VI.6. Calcul du ferrailage.....	160
VI.6. 1. En Appuis	160
VI.6.2. Sur travée	161
VI.7. Schéma de ferrailage semelle filante.....	162
VI.8. Etude des longrines.....	163
VI.8.1. Pré dimensionnement.....	163
VI.8.2. Ferrailage de la longrine.....	163
VI.8.3. Schéma de ferrailage de la longrine.....	165
VI.9. Conclusion	165
Conclusion générale.....	167
Liste des références.....	168

Liste des tableaux

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de projet

Tableau I. 1: caractéristique géométrique.....	3
--	---

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Vérification (Art 7-5-1 RPA Version 2024).....	25
Tableau II.2 : Vérification (dimensions minimales RPA 2024).....	26
Tableau II.3 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	29
Tableau II.4 : Charge pour plancher (étage courant).....	30
Tableau II.5 : Évaluation des charges du balcon Etage Courant.....	31
Tableau II.6 : Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse).....	31
Tableau II.7 : Charge permanents des murs extérieurs.....	32
Tableau II.8 : Charge permanents des murs intérieurs.....	32
Tableau II.9 : Évaluation des charges du palier.....	32
Tableau II. 10 : Évaluation des charges du Paillasse.....	33
Tableau II. 11 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	33
Tableau II. 12 : Dégression des charges d'exploitation	34
Tableau II. 13 : Évaluation des poids propres des poteaux.....	36
Tableau II. 14 : Descente de charge du poteau.....	37

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	48
Tableau III. 2 : Moment aux appuis (poutrelle type 01terrasse inaccessible).....	49
Tableau III. 3 : Moment en travée (poutrelle type 01terrasse inaccessible).....	49
Tableau III. 4 : Efforts tranchants (poutrelle type 01terrasse inaccessible).....	50
Tableau III. 5 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).....	51
Tableau III. 6 : Moment en travée (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).....	51
Tableau III. 7 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).....	52

Liste des tableaux

Tableau III. 8 : Moment aux appuis (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).....	52
Tableau III. 9 : Moment en travée (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).....	52
Tableau III. 10 : Efforts tranchants (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).....	52
Tableau III. 11 : Sollicitation max du calcul.....	53
Tableau III. 12 : Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.....	54
Tableau III. 12 : Vérification la contraint du béton.....	56
Tableau III. 13: Vérification la contraint d'acier.....	56
Tableau III. 14 : Moment aux appuis (poutrelle type 01 Etage courant).....	59
Tableau III. 15 : Moment en travée (poutrelle type 01 Etage courant).....	60
Tableau III. 16 : Efforts tranchants (poutrelle type 01 Etage courant).....	60
Tableau III. 17 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 Etage courant).....	61
Tableau III. 18 : Moment en travée (poutrelle type 02 Etage courant).....	61
Tableau III. 19 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 Etage courant).....	61
Tableau III. 20: Sollicitation max du calcul.....	62
Tableau III. 21 : Ferrailage des poutrelles (Etage courant) sur appui et travée.....	63
Tableau III. 22 : Vérification la contraint du béton.....	65
Tableau III. 23: Vérification la contraint d'acier.....	65
Tableau III. 24 : Combinaisons des charges l'escalier.....	71
Tableau III. 25 : Récapitulatif des sollicitations.....	73
Tableau III. 26 : Ferrailage des escaliers.....	73
Tableau III. 27 : Vérification des contraintes à ELS.....	74
Tableau III. 28 : Charges et surcharges d'exploitation sur dalle pleine.....	84
Tableau III. 29 : Ferrailage de balcon.....	85
Tableau III. 30 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.....	86
Tableau III. 31 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.....	86

Liste des tableaux

CHAPITRE IV : Calcul des éléments structuraux

Tableau IV.1: Les différentes combinaisons.....	91
Tableau IV.2: Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	92
Tableau IV.3: Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).....	94
Tableau IV.4: Sollicitations maximales de calcul (Poutres secondaire).....	96
Tableau IV. 1: Tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.....	102
Tableau IV.6 : Sollicitation de calcul.....	105
Tableau IV.7: ferrailage longitudinal des poteaux.....	107

CHAPITRE V : Etude sismique

Tableau V.1: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i ..	129
Tableau V. 2 : Valeurs du coefficient C_T	130
Tableau V. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R	131
Tableau V. 4 : Valeurs des Pondérations P_q	132
Tableau V.5: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération pour Tr=475ans .	132
Tableau V. 6 : Valeurs des coefficients d'importance.....	132
Tableau V. 7: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III).....	132
Tableau V. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.....	133
Tableau V. 9 : Valeurs de ζ %.....	135
Tableau V.10: Effort sismique.....	136
Tableau V.11 : La force sismique V dynamique à la base.....	138
Tableau V. 12 : Centre de masse et centre de torsion et l'excentricité de la structure.....	139
Tableau V. 13 : Vérification effort normal.....	139
Tableau V. 14: Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	140
Tableau V. 15: Justification de non-effondrement et de limitation des dommages.....	140

Liste des tableaux

Tableau V. 16: déplacements latéraux inters étages.....	141
Tableau V. 17: Vérification a L'effet P- Δ	142
Tableau V. 18: Vérification de l'effort tranchant	142
Tableau V. 19: Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble.....	144
Tableau V. 20: Justification vis-à-vis la résistance des planchers.....	145
Tableau V. 21: Diaphragme Rigide ou Flexible.....	145
Tableau V. 22 : Système à ossature a noyau ou effet de noyau.....	146

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

Tableau VI. 1 : les moment et les efforts normaux en ELU ;ELS et ELAcc.....	155
Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal".....	155
Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes du sol "Sens Transversal".....	155
Tableau VI. 5 : Résultats du moment maximal.....	158

Liste des Figures

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de projet

Figure I-1 : Façade principale du bâtiment.....	5
Figure I-2 : Façade postérieure du bâtiment.....	5
Figure I-3 : Plan RDC.....	6
Figure I-4 : Plan étage courant.....	7
Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	10
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	11
FigureI.7: Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	14

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II-1 : Dalle en corps creux.....	19
Figure II. 2 : Poutrelle.....	20
Figure II. 3 : Schéma d'un escalier.....	21
Figure II. 4 : Schéma statique de l'acrotère.....	23
Figure II. 5: Coupe de voile en élévation.....	27
Figure II. 6 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.....	27
FigureII.7: Elément constituant le plancher terrasse inaccessible.....	29
Figure II. 8 : Plancher étage.....	30
Figure II. 9 : Schéma statique de la descente de charge.....	34
Figure II. 10 : Vue en plan poteau le plus sollicité.....	35
Figure II. 11 : Surface afférente du poteau.....	35

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1 : Schéma statique de poutrelle.....	43
Figure III.2: Schéma de poutrelle (02 travée).....	43
Figure III. 3 : Schéma de poutrelle (6 travées).....	43
Figure III. 4 : Schéma de poutrelle (01 travée).....	43

Liste des Figures

Figure III. 5 : Schéma de poutrelle (03 travée).....	44
Figure III. 7 : Diagramme des efforts tranchants.....	46
Figure III. 8 : Définition des trios cas de charge.....	48
Figure III. 9 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	69
Figure III.10: Disposition constructive des armatures dans la poutrelle(étage courant et terrasse).69	
Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	76
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	83
Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de balcon.....	87

CHAPITRE IV : Calcul des éléments structuraux

Figure IV.1 : Diagramme de moment fléchissant poutre principale (30*40) -En ELU-.....	92
Figure IV-2 : Diagramme de moment fléchissant poutre principale (30*40) -En ELS-.....	93
Figure IV-3 : Diagramme de moment fléchissant poutre principale (30*40) -En ELAcc-.....	93
Figure IV-4 : Diagramme de moment fléchissant poutre secondaire (30*35)-En ELU-.....	94
Figure IV-5 : Diagramme de moment fléchissant poutre secondaire (30*35)(-En ELS).....	95
Figure IV-6 : Diagramme de moment fléchissant poutre secondaire (30*35)-En ELAcc-.....	95
Figure IV.7: Schéma de ferrailage poutres principales.....	102
Figure IV.8: Schéma de ferrailage poutres secondaires.....	103
Figure IV.9 : Schéma de la zone nodale.....	104
Figure IV.10: Schéma de ferrailage du poteau (35x35).....	109
Figure IV. 11 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant dans les voiles.....	112
Figure IV.12 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	113
Figure IV.13 : Zone critique à la base du voile.....	114
Figure IV.14: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles.....	115
Figure IV.14: schéma de ferrailage de voile.....	119

CHAPITRE V : Etude sismique

Figure V. 1 : Vue globale de la structure (BLOC A 3D).....	127
---	-----

Liste des Figures

Figure V. 2 : Vue en plan NIV +0.00.....	127
Figure V. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.....	134
Figure V. 4 : Translation de bâtiment selon l'axe X.....	134
Figure V. 5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	135
Figure V.6 : Spectre de calcul Suivant X.....	136
Figure V.7 : Spectre de calcul Suivant Y.....	137
Figure V.8 : Effet P- Δ	142
Figure V.9 : Distribution de l'effort tranchant	143
Figure V.10 : Largeur minimum du joint sismique.....	147

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

Figure VI. 1 : Semelle isolées	150
Figure VI. 2 : Semelle filante.....	150
Figure VI. 3 : Radier générale.....	150
Figure VI. 4 : Semelle filante.....	154
Figure VI. 5 : Coupe de la semelle filante.....	158
Figure VI. 6 : Diagramme Moment a « ELU ».....	158
Figure VI. 7 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELU ».....	159
Figure VI. 8 : Diagramme Moment a « ELS ».....	159
Figure VI. 9 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELS ».....	159
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	162
Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage de la longrine.....	165

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية مكونة من طابق أرضي وخمسة طوابق ذو طابع سكني بولاية الجلفة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II حسب القواعد الجزائرية للزلازل (RPA نسخة 2024) تعتمد مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية على العناصر الحاملة (الروافد، الأعمدة والجدران) المصنوعة من الخرسانة المسلحة . للعلم، الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج ROBOT 2014 وحساب القوة الزلزالية بواسطة طريقة الأنماط الطيفية . تم التصميم وتحديد الأبعاد والتسليح اللازم لكل العناصر المقاومة في البناية طبقا للقوانين المعمول بها في الجزائر (91 BAEI معدل في 99) و(RPA نسخة 2024).

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة ، RPA نسخة 2024، CBA93، 91 BAEI معدل في 99، ROBOT 2014

Abstract

Abstract

As part of the end-of-study project, we presented a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor and five stories. The building will be implemented in the Wilaya of DJELFA, classified in zone **II** according to the Algerian seismic code (RPA / version 2024) Therefore, the stability of the structure is ensured by the mixed system (reinforced concrete frames-shear walls).

The finite element software ROBOT 2014 were used to study and to analysis the behavior of the building. In which, the seismic forces calculations were carried out using the spectral modal analysis. The dimensions and the reinforcement of the overall resistant elements are established manually in conformity with the mostly used codes in Algeria (BAEL 91 edit 99, RPA99- version 2024).

Key words :

Reinforced concrete, RPA-version 2024, CBA93, BAEL 91 edit 99, ROBOT 2014.

Résumé

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée et cinq étages. La structure est implantée dans la wilaya de DJELFA, classée en zone **II** selon le règlement parasismique algérien (RPA / version 2024). Par conséquent, la stabilité et le contreventement de l'ouvrage est assurée par un système mixte (portiques-voiles).

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ROBOT 2014). Dans laquelle, le calcul des forces sismiques est mené par la méthode d'analyse modale spectrale.

A savoir, le pré-dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments résistants sont réalisés manuellement conformément aux règles en vigueur en Algérie : le BAEL91 modifier 99 et RPA-version 2024.

Mots clés :

Béton armé, RPA-version 2024, CBA93, BAEL91 modifié 99, ROBOT 2014

Introduction

générale

Introduction générale

Le secteur du bâtiment et des travaux publics est l'un des secteurs les plus affectés par les défis environnementaux et économiques, ce qui le place au cœur des préoccupations du développement durable. À travers les âges, l'homme n'a cessé d'améliorer les méthodes et techniques de construction, tirant profit des avancées scientifiques et technologiques afin de répondre à des besoins croissants et d'améliorer la performance ainsi que la qualité des ouvrages bâtis.

Les bâtiments sont directement exposés aux risques des catastrophes naturelles telles que les séismes , les cyclones , les volcans..... etc. Toute défaillance ou faiblesse dans leur conception peut entraîner des pertes humaines et matérielles considérables , impactant négativement le tissu social et économique des communautés affectées. Les catastrophes passées, comme le séisme de Boumerdès survenu le 23 mai 2003 , ont démontré que de nombreux bâtiments endommagés n'étaient pas conçus selon les normes parasismiques , ce qui a conduit à leur effondrement et à des pertes importantes en vies humaines.

Dans ce contexte , l'importance du respect des recommandations et normes parasismiques lors de la conception des structures devient primordiale , afin d'assurer leur résistance aux charges horizontales induites par les séismes. Parmi les solutions techniques adoptées , on trouve les systèmes de contreventement mixte , qui combinent les voiles en béton armé et les portiques , permettant d'atteindre un équilibre optimal entre rigidité, flexibilité et efficacité économique.

Dans cette optique, le thème du projet de fin d'études porte sur l'étude et l'analyse d'un immeuble résidentiel composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+5), situé dans une Zone II, avec adoption d'un système de résistance mixte. Le béton armé a été choisi comme matériau principal de construction en raison de ses avantages en termes de durabilité et de coût, renforçant ainsi l'efficacité de la solution structurelle proposée.

Ce travail s'articule autour de six chapitres principaux :

- Chapitre I : Présentation générale du projet, caractéristiques du bâtiment, et définition des matériaux et éléments structuraux.
- Chapitre II : Estimation préliminaire des dimensions des différents éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, escaliers, balcons...).
- Chapitre III : Calcul et ferraillage des éléments secondaires (escaliers, dalles, balcons...).
- Chapitre IV : Étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel ROBOT 2014.
- Chapitre V : Calcul et ferraillage des éléments structuraux (Principaux).
- Chapitre VI : Étude de l'infrastructure et choix du type de fondations approprié.

Ce projet se conclut par une synthèse générale récapitulant les connaissances et les compétences acquises au cours de ce travail académique appliqué.

Chapitre I :

Présentation du Projet

I.1 - Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, Coffrage des différents éléments résistants.

Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA2024 Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

I.2 - Présentation du Projet:

Notre projet consiste à étudier une structure en béton armé (R+5) située à Wilaya de DJELFA , Cette ville est classée par le RPA2024 comme une zone de sismicité faible a moyenné (zone II).Le bâtiment est destiné principalement à un usage d'habitation, composé de plusieurs niveaux réservés aux logements. Le rez-de-chaussée est dédié à des locaux commerciaux .

I.3 - Caractéristique de l'ouvrage:

I.3.1 Caractéristique géométrique :

Largeur en plan	21.09 m
Langueur en plan	28.30 m
Hauteur totale du bâtiment	18.36 m
Hauteur de R.D.C	3.06 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m

Tableau I. 1: caractéristique géométrique

I.3.2 Données géotechnique du sol :

D'après le rapport de sol Il est recommandé de fonder l'ouvrage sur des semelles isolées ancrés de 1.30 m

- **contrainte admissible** du sol égal ($\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}$).
- Le **site** est considéré comme un **site ferme S3**

I.4 - Conception structurelle :

I.4.1 Les planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant des séparations entre les niveaux d'une habitation et supportant des charges verticales (habituellement constituées des charges permanentes et des charges d'exploitation, elles peuvent également provenir des actions climatiques) agissant perpendiculairement à leur plan moyen. Les planchers ont des épaisseurs faibles par rapport à ses dimensions en plan

I.4.2 L'Ossature de l'ouvrage :

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 11m, alors leRPA2024, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage. Le bâtiment est en ossature mixte composé de :

- des Poteaux et des poutres forment un système de portique dans les deux sens (transversal et longitudinal),
- d'un ensemble des voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal).

I .4.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

I .4.4 .L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

I .4.5 .Revêtements :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades ;

I .4.6. Balcons :

Les balcons sont réalisés en corps creux

I .4.7. Terrasse :

C'est la partie inaccessible qui joue le rôle de couverture pour le bâtiment, elle est étanche, isole la température.

I .4.8. Les fondations :

Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol, le rôle principale d'une fondation est d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

I-5-Présentation des plans :



Figure I-1 : Façade principale du bâtiment



Figure I-2 : Façade postérieure du bâtiment.

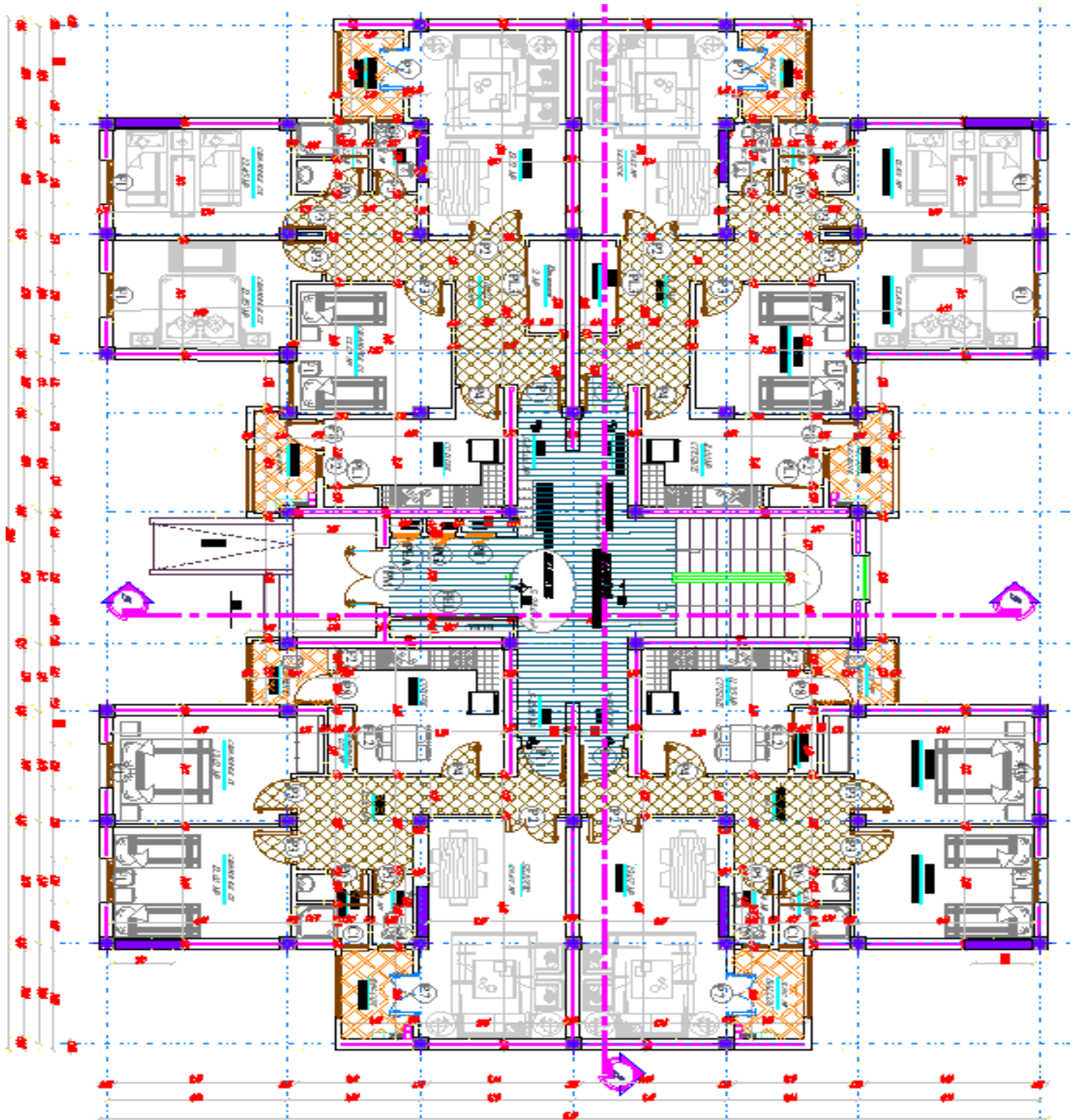


Figure I-3 : Plan RDC.

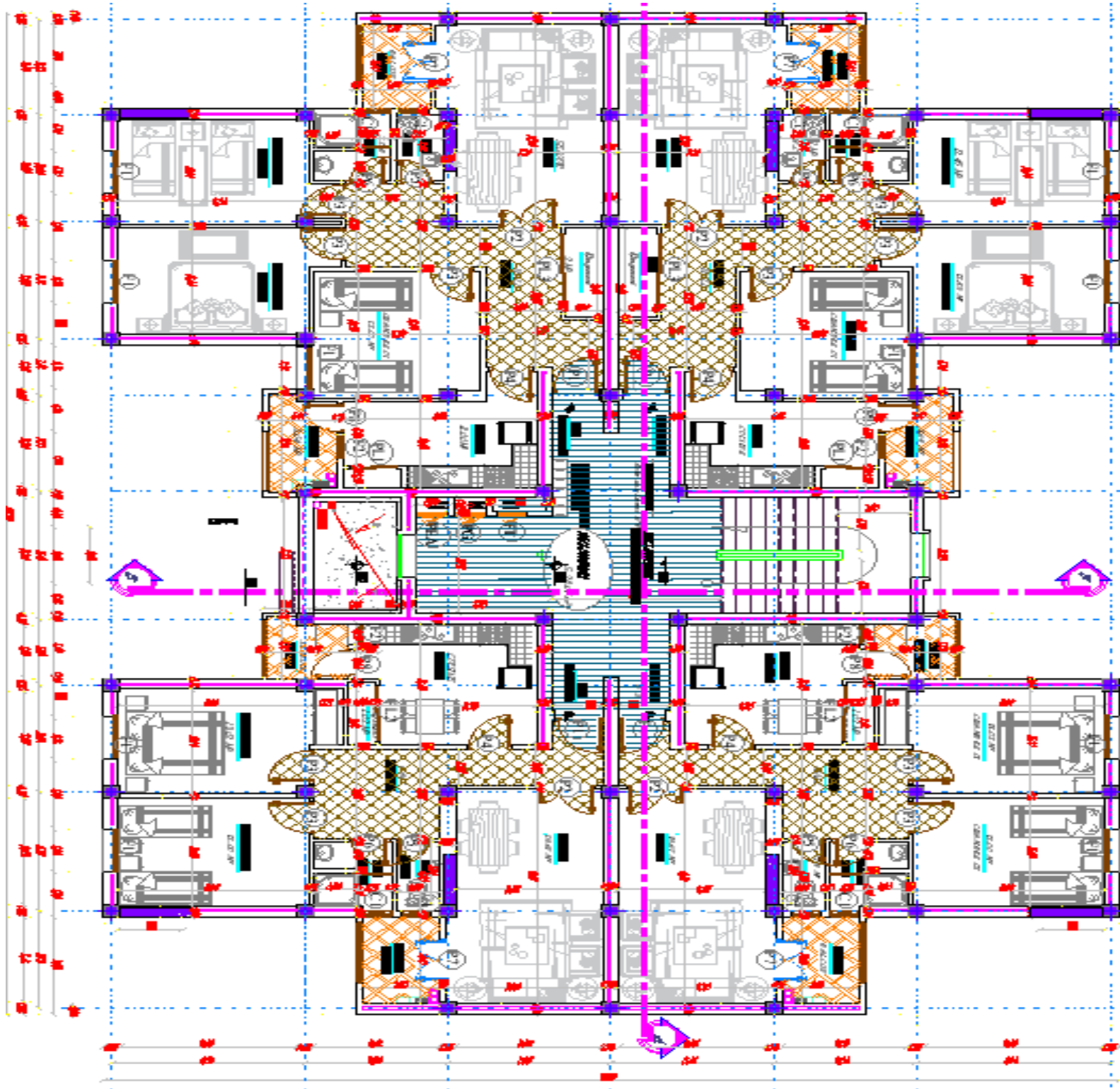


Figure I-4 : Plan étage courant.

I.6 - caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.6.1- Béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés «granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité. La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Grise.

- Ciment CPA 425.....350 Kg /m
- Sable 400 L / m³
- Gravillon 800 L / m³
- Eau de gâchage..... 175 L / m³.

a) Caractéristique mécanique du béton :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres $\phi = 16\text{cm}$ et $H = 32\text{cm}$ en béton.

➤ A 28 jours de durcissement : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

➤ Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton f_{cj} est définie comme suit :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.6+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

($f_{c28} = 25\text{MPa}$ pour tous les éléments, structuraux, escaliers).

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $(1.10 f_{c28})$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0.06 f_{cj}$$

$$\text{À } 28 \text{ j : } f_{t28} = 0,6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0.06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

C) Module de déformation de longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

✓ **Module de déformation instantanée** : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures,

on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation Longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (on MPa)}$$

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

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$= 11000 \sqrt[3]{25}$$

$$\text{On a : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

✓ Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}, (f_{cj} \text{ en MPa})$$

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

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$= 3700 \sqrt[3]{25}$$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

D) Module de déformation transversale :

Sa formule est :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \text{ MPa}$$

Avec :

E : module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- $\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

Masse volumique du béton : La masse volumique du béton est prise égale à :

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

E) Déformation et contraintes:

Dans le cas de béton armé relatif aux états limites, on remplace les digrammes réels par des diagrammes conventionnels adoptés comme suit :

➤ A l'état limite ultime (ELU) :

nous utilisons pour le béton un digramme non linéaire dit : "Diagramme parabole-rectangle".

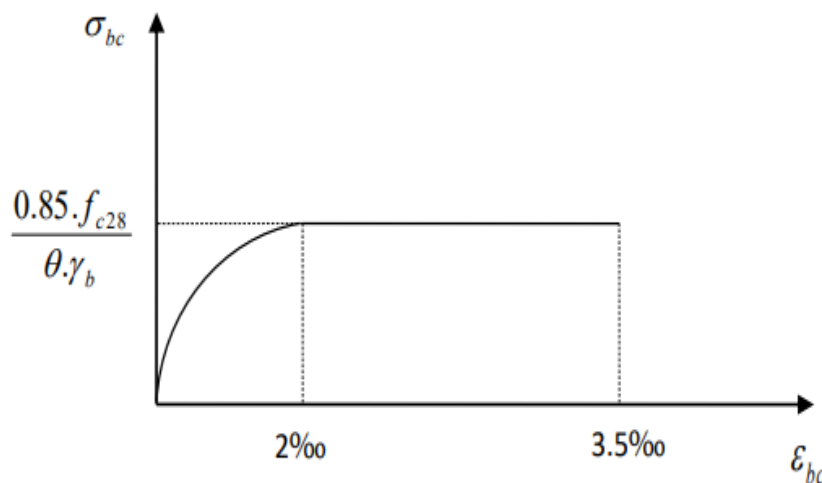


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

La contrainte limite du béton à 28 jours vaut :

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

-situation normale ($\nu=1$; $\gamma_b = 1.5$):

$$F_{bu}=14.16 \text{ MPa}$$

-situation accidentelle ($\nu=0.85$; $\gamma_b = 1.2$):

$$F_{bu}=21.73 \text{ MPa}$$

Avec :

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée >24 heures.

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$ lorsque cette durée est < 1 heure.

γ : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables.

$\gamma_b = 1.20$ pour les situations accidentelles.

➤ A l'état limite de service (ELS) :

nous utilisons pour le béton un diagramme linéaire et sa contrainte limite est donnée par :

$$F_{bs} = 0.6.F_{c28} ; \text{ pour } j = 28 \text{ jours ;}$$

$$F_{bs} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc}$$

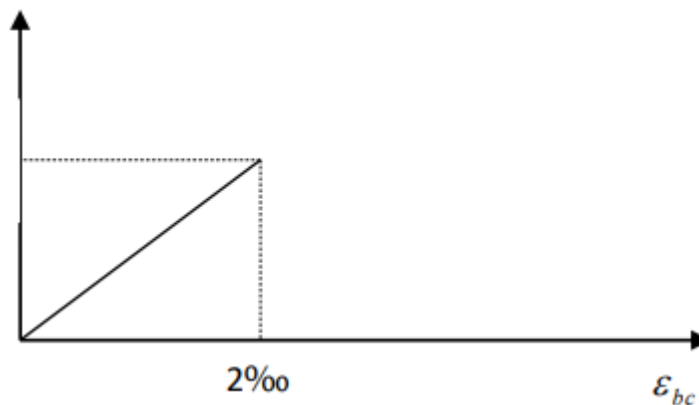


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

F) Contrainte limite de cisaillement :

elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

Vu : valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section cisailée à l'ELU.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile de la section cisailée.

- La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2.f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{cas des fissurations non préjudiciables}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15.f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{cas des fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables}$$

I.6.2 Aciers :

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier.

Le type d'acier utilisé dans notre bâtiment est :

- Aciers à haute adhérence de type FeE500, ayant une limite d'élasticité

$$\sigma_e = 500 \text{ MPa}$$

A. Contrainte limite ultime à l'ELU :

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

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_s = 1.5 \quad \text{pour les situations normales} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{pour les situations accidentelles} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

B. Contrainte limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et de diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues tel que :

B.1) Fissuration peut nuisible :

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

B.2) Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$$

B.3) Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = \min \{ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

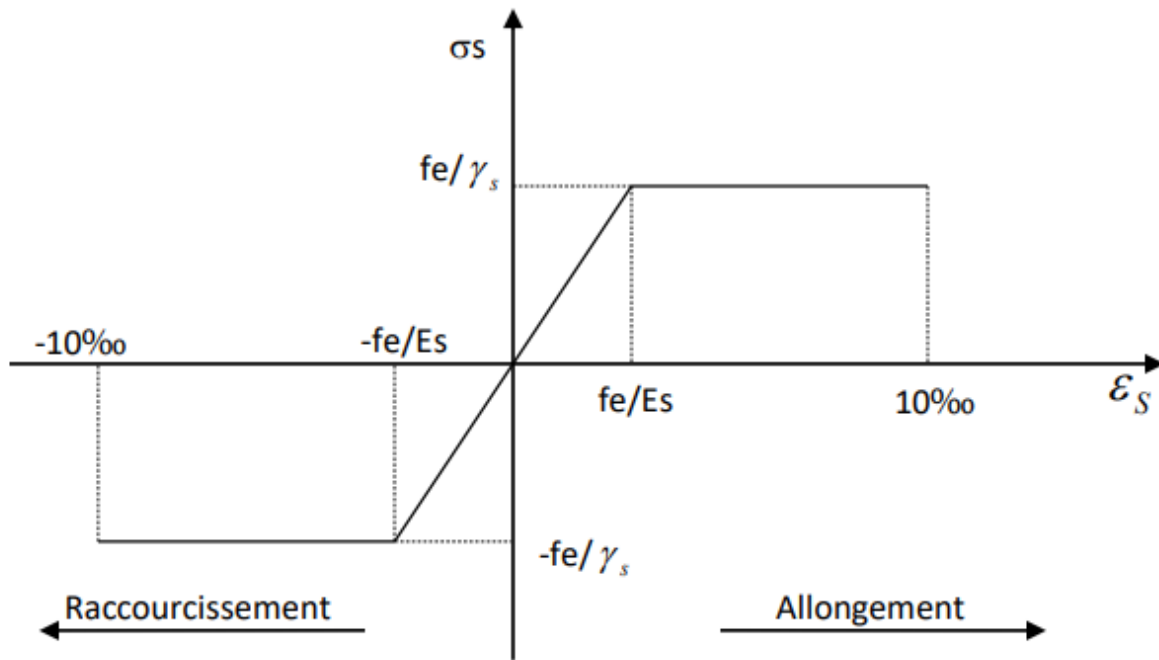
$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

Résistance caractéristique du béton	$\otimes_{C28} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastique des aciers	$\otimes_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	$F_{bu} = 0.85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b = 14.16 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$
Longueur de recouvrement des aciers	$L = 50\varnothing$
Enrobage des aciers	25mm

C. Diagramme contraintes déformations :



FigureI.7: Diagramme contraintes déformations de l'acier

D. Enrobage (protection de l'acier) :

L'enrobage des armatures désigne la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (comme les cadres, étriers, épingles, armature de peau, etc.). Il doit être suffisant pour assurer la protection de l'acier contre la corrosion, garantir une résistance au feu adéquate et permettre une bonne transmission des efforts d'adhérence. Ainsi, les exigences suivantes en matière d'enrobage doivent être respectées :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments en contact avec des liquides (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \leq 5 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux. [4]

I.7 -Actions et sollicitations :

I.7.1 Définition des actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

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

On distingue :

a)Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes sont caractérisées par une intensité stable ou légèrement variable au fil du temps. Elles incluent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixes, comme les cloisons dans les bâtiments ou les machines dans les constructions industrielles.
- Le poids des poussées exercées par les terres ou la pression des liquides. Les déformations imposées à la structure.

b)Actions variables (Q) :

Les actions variables se caractérisent par une intensité qui fluctue considérablement au fil du temps. Elles incluent notamment :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques, telles que la neige et le vent.
- Les effets thermiques.

c)Actions accidentelles (Fa) :

Il s'agit de phénomènes qui surviennent de manière rare et ont une durée d'effet limitée, tels que :

- Les chocs.
- Les séismes
- Les explosions.
- Les feux.

d) Combinaisons de calcul :

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

❖ Situations durables :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q.$$

$$\text{ELS : } G + Q.$$

❖ Situations accidentelles :

- $G+0.2Q \pm Ex \pm 0.3Ey$
- $G+0.2Q \pm 0.3Ex \pm Ey$
- $G+0.2Q \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$
- $G+0.2Q \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez$
- $G+0.2Q \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez$
- $G + 0.2Q \pm 1.3Ex$
- $G + 0.2Q \pm 1.3Ey$
- $G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} Ex$
- $G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} Ey$
- $G + 0.2Q \pm 1.4 Ex$
- $G + 0.2Q \pm 1.4 Ey$

I.7.2 Sollicitations :

Les sollicitations correspondent aux forces (telles que l'effort normal, l'effort tranchant, le moment de flexion et le moment de torsion) générées par une combinaison d'actions spécifiques

I.8. Conclusion

Le bon fonctionnement d'une structure repose en grande majorité sur la performance individuelle de chaque élément constitutif. Cela nous incite à analyser chaque composant soigneusement, en garantissant sa stabilité, ce qui assurera de son tour la stabilité globale de la structure. Une fois tous les éléments de la structure soient étudiés séparément, nous passons à la deuxième phase concernant l'ensemble du bâtiment. La première étape consiste alors à effectuer un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, ce qui fait l'objet du chapitre suivant.

Chapitre II:

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 - Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les Poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Ce pré-dimensionnement permet de déterminer Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventements.
- L'isolation thermique et phonique pour l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Et pour cela on se réfère aux :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 2024) pour le pré-dimensionnement.
- Le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Le béton armé aux états limites (BAEL91).

II.2 - Pré-dimensionnement des éléments secondaires :**II.2.1. Planchers :**

Les planchers se sont des éléments horizontaux destinés à reprendre la totalité des charges (permanentes, et d'exploitations), et la transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux,.....).

types de planchers :

- Plancher à corps – creux.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1.1- Plancher à corps – creux :

Ils constitués de poutrelles en béton armé, coulé sur place reposant sur les poutres principales et supportant la dalle de compression et les corps – creux.

Dans notre structure les dimensions du plus grand panneau sont : $L_x = 4.55$ m L'épaisseur totale du plancher doit être calculée de telle sorte que les déformations restent suffisamment faibles.

Condition de flèche pour le pré – dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher (épaisseur du corps creux et de la dalle de compression).

Dans notre cas, la plus grande portée est **L_x = 455 m**

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{455}{22.5} = 20.2m$$

On opte pour une hauteur du plancher : **h_t = 20cm** soit un plancher (16 + 4)

***16 cm** : épaisseur de corps creux.

***4cm** : épaisseur de la dalle de compression.

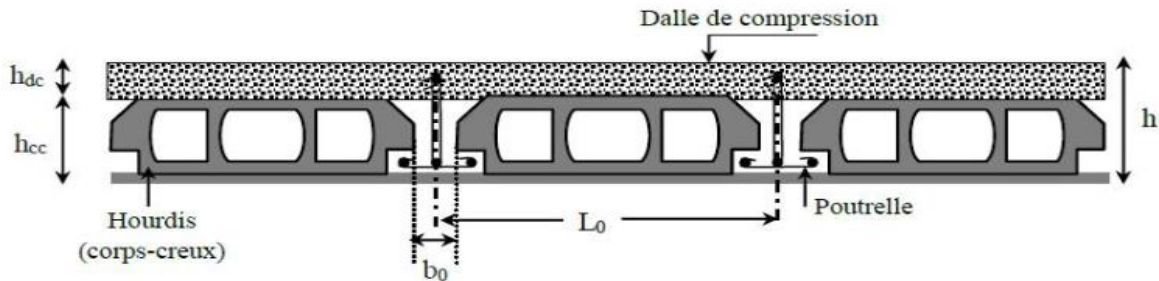


Figure II-1 : Dalle en corps creux

II.2.1.2- Poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme illustrent les étapes suivantes : (assimilée à une section en (T))

h_t = 20 cm.

b₀ = (0,4 à 0,6) b₀ = (08 à 12)

On adopte : b₀ = 12 cm.

b = 2 · b₁ + b

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

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles (l_x = 53 cm).

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires

($L_{\max} = 455 \text{ cm}$)

Tel que :

$$L_x = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{53}{2} ; \frac{455}{10}\right) = \min(26.5 ; 45.5) \text{ cm}$$

On adopte :

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

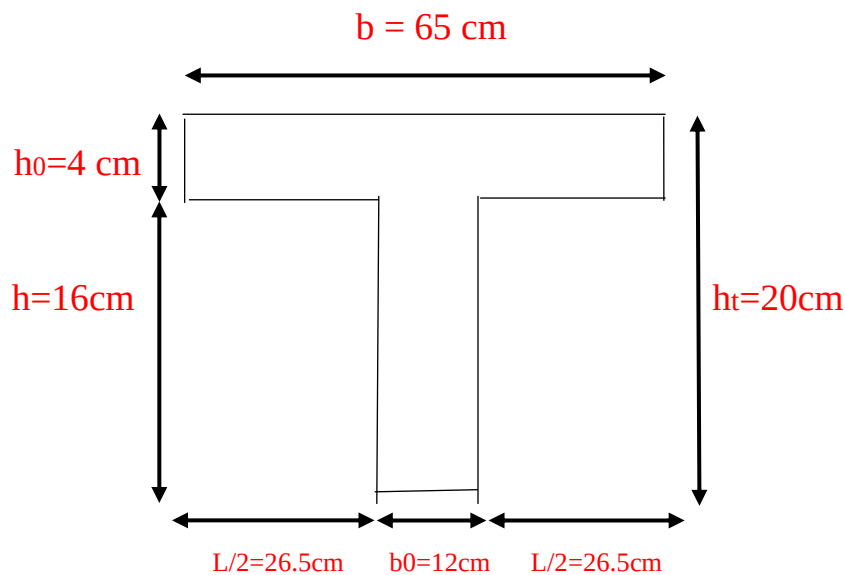


Figure II. 2 : Poutrelle.

II.2.1.3- Dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer sur deux, trois ou 4 appuis soit des poutres, poutrelles ou des murs. Son épaisseur est déterminée selon les 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.

b) Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées dépendent de nombre des appuis :

- Pour une dalle sur un seul appui :

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

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

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

Afin de satisfaire les deux conditions, on adopte une **épaisseur de 15 cm**.

II.2.2. Escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

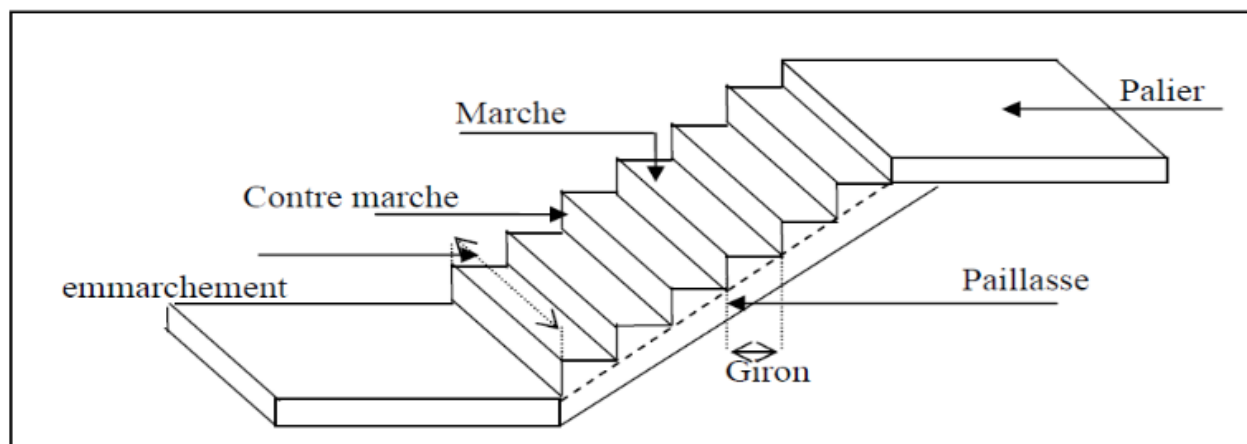


Figure II. 3 : Schéma d'un escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < g + 2h < 66$.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right\}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : La projection de la longueur de volée.

Soit : H = 1.53 m. L = 2.70m.

$$g + 2h \approx 61 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = 61$$

$$61n^2 - (61 + L + 2H)n + 2H = 0 \Rightarrow 61n^2 - 637n + 306 = 0$$

Après la résolution, on trouve : n = 10 contres marches.

Donc on aura : 9 marches

On adopte :

h = 15 cm = 0.15 m et g = 30 cm = 0.30 m

➤ Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.70} = 0.566$$

$$\alpha = 29.50^\circ$$

➤ La longueur de la paillasse (Lv) :

$$L_v = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 29.50} = 3.10 \text{ m}$$

➤ L'épaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_p = 3.10 + 1.02 = 4.12 \text{ m}$$

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

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

$$13.7 \text{ cm} \leq e \leq 20.6 \text{ cm}$$

Soit : e = 15 cm. On adopte la même épaisseur pour le palier et la paillasse.

II.2.3. Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale, son rôle le plus déterminé est de garantir la sécurité totale au niveau de la terrasse, donc il forme un écran pour toute chute.

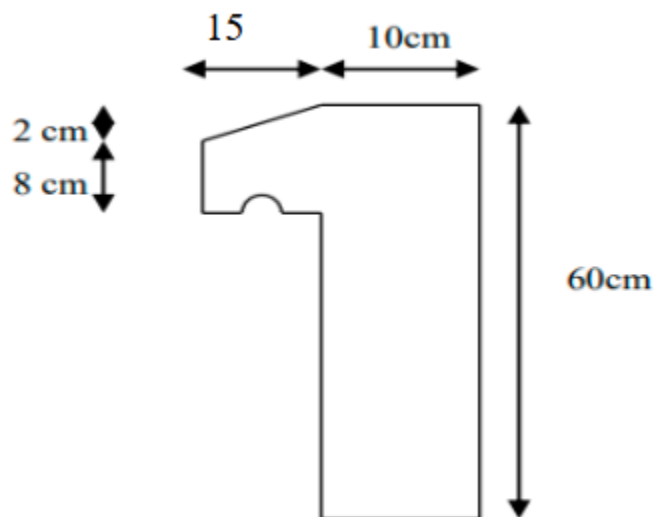


Figure II. 4 : Schéma statique de l'acrotère

II.3 - Pré-dimensionnement des éléments principales :

II.3.1. Poutre :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, dont le rôle est la transmission des charges et surcharges qui sont amenées des planchers vers les éléments verticaux (poteaux et voile). Selon (RPA2024D.T.R - B.C.2.48), Les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

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

$$\triangleright 0.3 h \leq b \leq 0.7h$$

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

Avec :

- h_p : Hauteur de la poutre .
- b : Largeur de la poutre .
- L_{max} : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

II.3.1.1. Poutres principales : $L = 4.56m = 456 \text{ cm}$

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

$$\Rightarrow \frac{456}{15} \leq h \leq \frac{456}{10}$$

$$\Rightarrow 30.4 \text{ cm} \leq h \leq 45.6 \text{ cm}$$

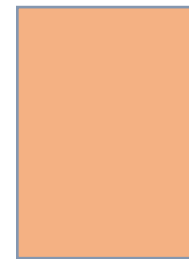
On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$\Rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$\Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$



$h=40 \text{ cm}$

II.3.1.2. Les poutres secondaires : $L = 3.69m = 369 \text{ cm}$

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

$$\Rightarrow \frac{369}{15} \leq h \leq \frac{369}{10}$$

$$\Rightarrow 24.6 \text{ cm} \leq h \leq 36.9 \text{ cm}$$

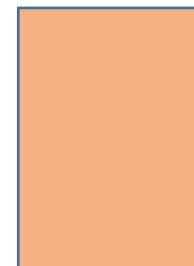
On prend: $h = 35 \text{ cm}$

$$\Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$\Rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$\Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$



$h=35 \text{ cm}$

$b=30 \text{ cm}$

➤ **Vérification (RPA2024):**

➤ $b \geq 20 \text{ cm}$

➤ $h \geq 30 \text{ cm}$

➤ $\frac{b}{h} \leq 4$

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifiées (oui/non)
Hauteur (h) (cm)	40	35	Oui
Largeur (b) (cm)	30	30	Oui
Hauteur/largeur ($\frac{h}{b}$)	1.33	1.16	Oui

Tableau II.1 : Vérification (Art 7-5-1 RPA Version 2024)

Conclusion :

Les condition imposées par le RPA sont vérifiées donc les sections adoptées sont :

- pour les poutres principales (30× 40) ;(30×45)
- pour les poutres secondaires (30×35)

II.3.2 Les poteaux:

a) - D'après le (RPA2024D.T.R - B.C.2.48)

Les poteaux doivent êtres coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dés de calage sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$\min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone I II et III

$\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions

ci – dessous :

$D \geq 30 \text{ cm}$ en zone I II et III

$D \geq \frac{h_e}{15}$

Chapitre II :

pré-dimensionnement des éléments

-On propose : (35×35) cm²..... RDC et (1, 2, 3, 4,5eme étages)

Vérification : (dimensions minimales RPA 2024)

POTEAU	$\text{Min} \{ b_1 , h_1 \} \geq 30 \text{ cm}$	$\text{Min} \{ b_1 , h_1 \} \geq h_e/20 \text{ cm}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
POT (35X35)	$\text{Min} (35, 35) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{Min} \{35, 35\} \geq \frac{306}{20} = 15$	$0.25 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$

Tableau II.2 : Vérification (dimensions minimales RPA 2024)

Les trois conditions signalées ci-dessus sont vérifiées, donc on admit les dimensions des poteaux carre tels que : b = 35 , h =35

b)- longueur de flambement :

La vérification du flambement dans les poteaux consiste à la vérification de la condition suivant :

$$\lambda < 70, \lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : étant la longueur de flambement : $l_f = 0.7l_0$; $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$

- i : rayon de giration de la section, calculé dans le plan de flambement $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment quadratique de la section dans le plan de flambement ;
- B : l'aire de section.
- Sens XX-YY

poteau	$L(m)$	$L_f(m)$	i	λ	$\lambda < 70$
35x35	3.06	2.14	0.10	21.4	OK

C)- sollicitations tangente et normale :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$T_{\max}$: effort tranchant agissant sur l'élément considéré

b : largeur de la section cisailée

d : largeur utile de la section $= 0,9 \times h$ (h : hauteur totale de la section)

II.3.3. Voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

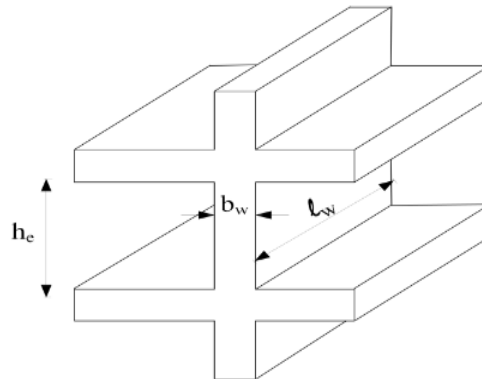


Figure II. 5: Coupe de voile en élévation

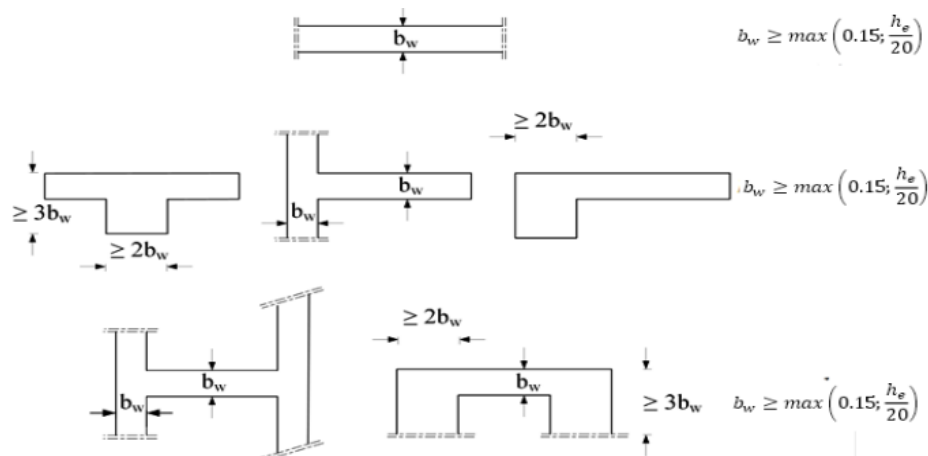


Figure II. 6 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.

D'après l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2024 [3] les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} Lw \geq \max(\frac{he}{4}; 4bw; 1 \text{ m}) \\ b \geq \max(0.15; \frac{he}{20}) \end{array} \right\}$$

Avec :

Lw : longueur du voile.

he : Hauteur libre d'étage.

A partir de la hauteur d'étage $H = 3.06 \text{ m}$, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d'étage $he = H - hpoutre = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$; $he = 266 \text{ cm}$

$$\frac{he}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ m}$$

$$bw \geq \max(15 ; 13.3) \rightarrow bw \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte :

$bw = 15 \text{ cm}$ pour R.D.C et étage courant.

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

$$Lw \geq \max(\frac{he}{3}; 4bw; 1 \text{ m}) \text{ (donc on adopte : } Lw \geq 100 \text{ cm)}$$

On a : $Lw1 = 140 \text{ cm}$ Cv

Et : $Lw2 = 150 \text{ cm}$ Cv

II.4. Évaluation et descente de charge :

II.4.1. Évaluation des charges et surcharges :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR B.C.2.2[7], les tableaux suivants résument les différents résultats obtenus :

II.4.1.1. Plancher terrasse (non accessible sauf pour entretien) :

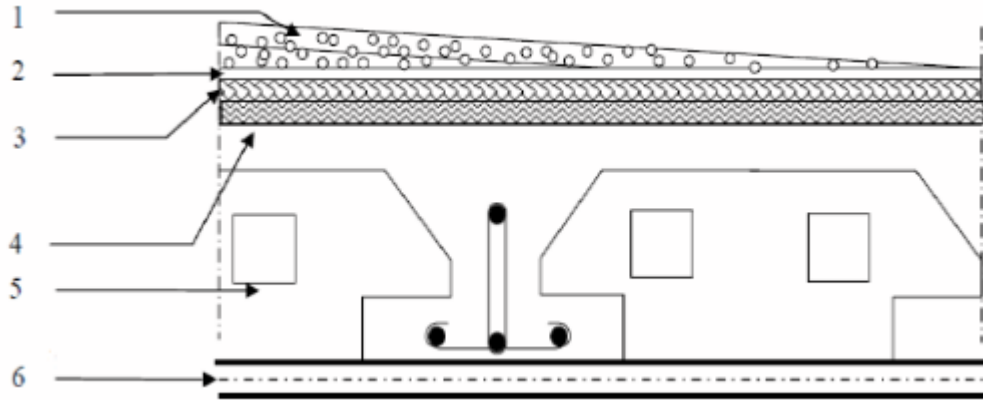


Figure II.7: Elément constituant le plancher terrasse inaccessible

$$G = \rho e$$

ρ : Poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection d'étanchéité en gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	19	2.30
4	Isolation thermique	0.04	1	0.04
5	Plancher (16+4)	0.2	14	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	13	0.26
7	Couche d'isolation on liège	0.04	4	0.16
Charge Permanente total				G=6.58
Surcharge d'exploitation				Q=1

Tableau II. 3 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).

II.4.1.2. Plancher (étage courant) :

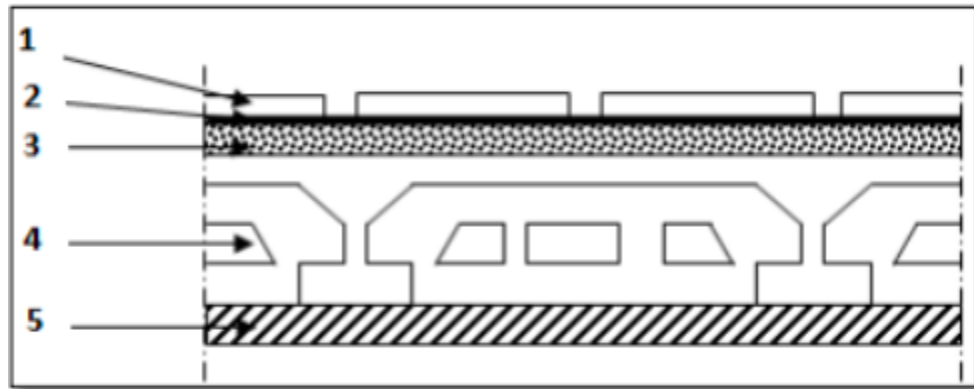


Figure II. 8 : Plancher étage.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.2	14	2.8
5	Cloisons légère	0.2	14	0.75
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.26
Charge Permanente total				G=5.2
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

Tableau II. 4 : Charge pour plancher (étage courant).

II.4.1.3. Dalle pleine (Balcon Etage Courant) :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente total				G=5.49
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

Tableau II. 5 : Évaluation des charges du balcon Etage Courant.

II.4.1.4. Dalle pleine (Balcon Terrasse) :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique en liège	0.04	1	0.04
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.26
Charge Permanente total				G=7.66
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

Tableau II. 6 : Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse).

II.4.1.5. Murs Extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Enduit de ciment (extérieur)	0.02	22	0.44
2	Brique creux de 15	0.15	12	1.35
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creux de 10	0.1	12	0.9
5	Enduit plâtre (intérieure)	0.015	10	0.15
Charge Permanente total				G=3.60

Tableau II. 7 : Charge permanents des murs extérieurs.

II.4.1.6. Murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Brique creuses	0.1	9	0.9
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente total				G=1.1

Tableau II. 8 : Charge permanents des murs intérieurs.

II.4.1.7.Escalier:

II.4.1.7.1.Palier

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.18	25	4.5
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge Permanente total				G=6.08

Tableau II. 9 : Évaluation des charges du palier.

II.4.1.7.2.Paillasse :

N°	Eléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Carrelage	horizontale	0.2	22	0.44
		verticale	0.02(h/g)	22	0.22
2	Mortier de pose	horizontale	0.02	20	0.4
		verticale	0.02(h/g)	20	0.2
3	Lit de sable		0.03	18	0.54
4	Paillasse		0.18cos29.5	25	3.92
5	Marche		0.16 /2	25	2
6	Enduit de ciment		0.02/cos29.5	10	0.23
7	Gard corps		/	/	0.6
Charge Permanente total					G=8.55
Surcharge d'exploitation					Q=2.5

Tableau II. 10 : Évaluation des charges du Paillasse

II.4.1.8. Acrotère

La surface :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.15) + [(0.15 \times 0.02) / 2]$$

$$S = 0.0735 \text{m}^2$$

N°	Eléments	Charges (KN/m2)
1	Enduit de ciment extérieur	0.27
2	Poids propre de l'acrotère	1.84
3	Enduit de ciment intérieur	0.27
Charge Permanente total		G=2.38

Tableau II. 11 : Evaluation des charges de l'acrotère

II.4.2. Descente de charge:

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

II.4.2.1. Surcharges différentes selon la loi de dégression :

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2.n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	Q_0	100
4	$Q_0 + Q_1$	2.50
3	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
2	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
1	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
RDC	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00

Tableau II. 12 : Dégression des charges d'exploitation :

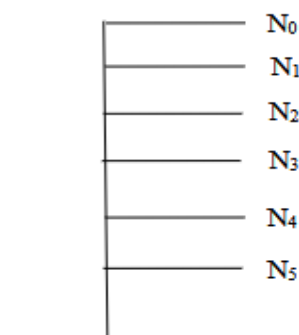


Figure II. 9 : Schéma statique de la descente de charge.

II.4.2.2. Poteau le plus sollicité :

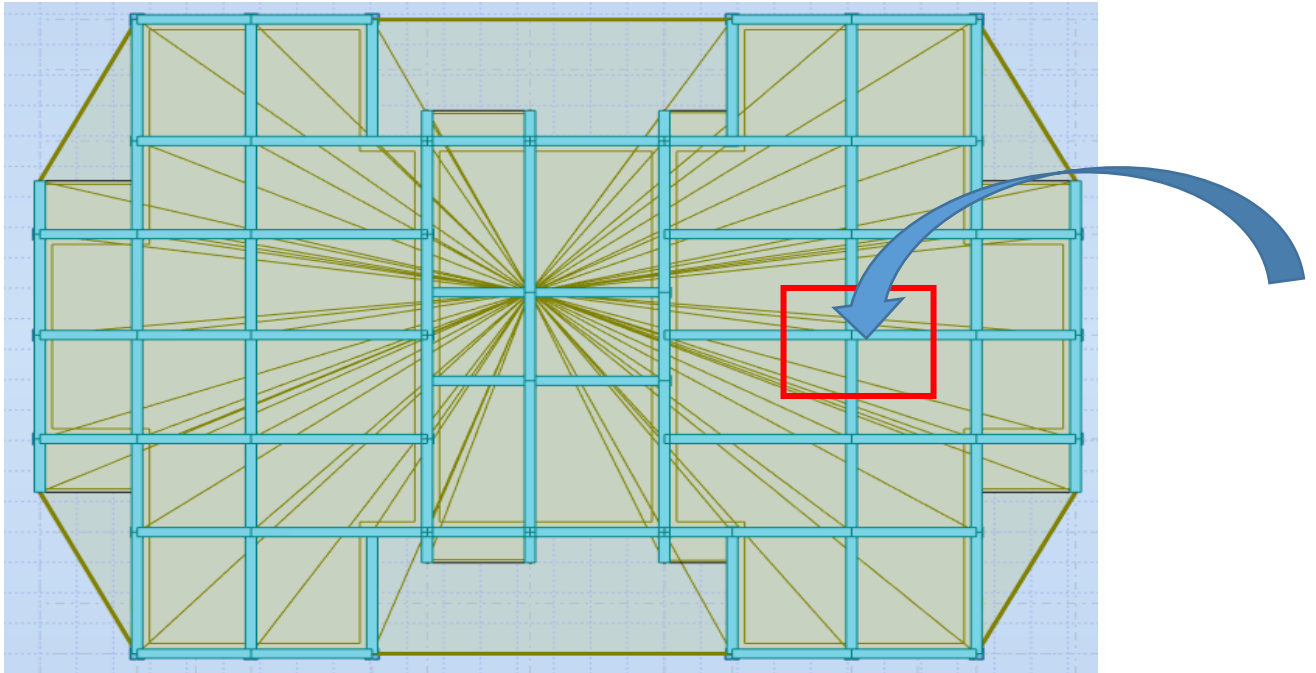


Figure II. 10 : Vue en plan poteau le plus sollicité

➤ Surface afférente :

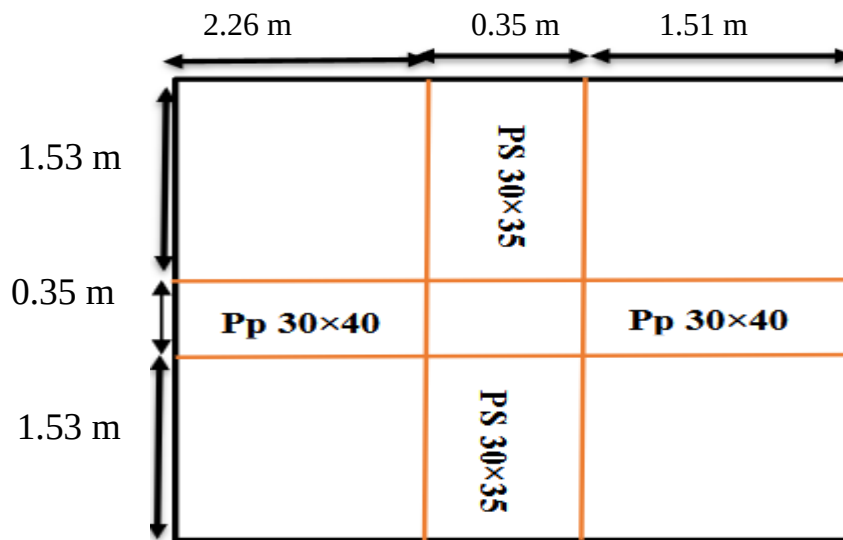


Figure II. 11 : Surface afférente du poteau.

$$S = (1.53 \times 2.26) \times 2 + (1.53 \times 1.51) \times 2$$

$$S = 11.54 \text{ m}^2$$

II.4.2.3. Charges et surcharges :**-Plancher terrasse :**

$$\bullet G = 11.54 \times 6.58 = 75.93 \text{ KN}$$

$$\bullet Q = 11.54 \times 1 = 11.54 \text{ KN}$$

-Plancher étage courant :

$$\bullet G = 11.54 \times 5.2 = 60.00 \text{ KN}$$

$$\bullet Q = 11.54 \times 1.5 = 17.31 \text{ KN}$$

-Les poutres :

$$\bullet G_{pp} = 3.77 \times 0.30 \times 0.4 \times 25 = 11.31 \text{ KN}$$

$$\bullet G_{ps} = 3.06 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 8.03 \text{ KN}$$

-Poteau :

$$G_{\text{pot}} = s \times 25 \times h_e$$

$$= 0.123 \times 25 \times 3.06$$

$$= 9.41 \text{ KN}$$

Étage	Section de Poteau	La surface du poteau (S)	Poids de Poteau
RDC 1ème -2ème- 3ème -4ème - 5ème	35×35	0.123	0.123×25×3.06=9.41

Tableau II. 13 : Évaluation des poids propres des poteaux

-Mur intérieure étage courant et RDC :

$$G_{\text{mur}} = (2.26 + 1.51) \times (3.06 - 0.40) \times 1.1 = 11.03 \text{ KN}$$

Chapitre II :

pré-dimensionnement des éléments

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse	75.93	
	Gpp (30 x 40) cm2	11.31	
	Gps (30 x 35) cm2	8.03	
	Poteau (35 x 35) cm2	9.41	
	Total	104.68	11.54
N1	Venant N0	104.68	
	Plancher étage	60.00	
	Gpp (30 x 40) cm2	11.31	
	Gps (30 x 35) cm2	8.03	
	Mur intérieure	11.03	
	Poteau (35x 35) cm2	9.41	
	Total	204.46	28.85
N2	Venant N1	204.46	
	Plancher étage	60.00	
	Gpp (30 x 40) cm2	11.31	
	Gps (30 x 35) cm2	8.03	
	Mur intérieure	11.03	
	Poteau (35x 35) cm2	9.41	
	Total	304.24	46.16
N3	Venant N2	304.24	
	Plancher étage	60.00	
	Gpp (30 x 40) cm2	11.31	
	Gps (30 x 35) cm2	8.03	
	Mur intérieure	11.03	
	Poteau (35x 35) cm2	9.41	
	Total	404.02	63.47
N4	Venant N3	404.02	
	Plancher étage	60.00	
	Gpp (30 x 40) cm2	11.31	
	Gps (30 x 35) cm2	8.03	
	Mur intérieure	11.03	
	Poteau (35x 35) cm2	9.41	
	Total	503.8	80.78
N5	Venant de N4	503.8	
	Plancher étage	60.00	
	Gpp (30x 40) cm2	11.31	
	Gps (30 x 35) cm2	8.03	
	Mur intérieure	11.03	
	Total	G=594.17	Q=98.09

Tableau II. 14 : Descente de charge du poteau.

II.4.3. Vérifications nécessaires :**• Poteau RDC :****L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 594.19 + 1.5 \times 98.09 = \mathbf{949.3KN}$$

Selon le CBA93 (**article B.8.11**) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10 % tel que :

$$N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q).$$

$$\text{Donc } N_u = 1.10 \times 949.29 = 1044.23 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1044.23 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.07 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0.123 \text{ m}^2$$

$$B = 0.123 \text{ m}^2 > 0.07 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au flambement :

D'après le BAEL91 et le règlement parasismique algérien v 2024 on doit vérifier ce qui suit :

$$N_u \leq \alpha \times \frac{B r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}$$

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

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

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

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 $I = \frac{bh^3}{12}$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.35 \times 0.35 = 0.123 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.35 \times 0.35^3}{12} = 1.25 \times 10^{-3}$$

$$i = \sqrt{\frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.123}} = 0.10$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.10} = 21.42 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(21.42/35)^2} = 0.79 \quad ; \quad \alpha = 0.79$$

- D'après le règlement parasismique algérien v 2024 :

$$A_s = 0.8\% \times Br \dots \dots \text{Zones I et II}$$

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

$$A_s = 1.0\% \times Br \dots \dots \text{Zones IV, V et VI}$$

$$Br \geq \frac{1044.22 \times 10^{-3}}{0.79 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} \right) + \frac{0.8 \times 400}{80 \times 1.15}}$$

$$Br \geq 0.060$$

Nous avons :

$$Br = (35 - 2) \times (35 - 2) \times 10^{-4} = 0.109 \text{ m}^2$$

$0.109 \text{ m}^2 > 0.060 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.5. Conclusion :

Dans cette partie, l'ensemble des éléments de la structure ont été pré-dimensionnés selon les différents règlements précités.

Le dimensionnement et les sections obtenus restent temporaires en attendant le calcul dynamique et ses vérifications ce qui fait l'objectif du chapitre cinq.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement comme les cloisons et les murs de façade en maçonnerie. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations comme auparavant rapporté au deuxième chapitre. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) .
- Les dalles pleines des balcons.
- Les escaliers.
- L'acrotère.

III.2. Planchers :**III.2.1. Introduction :**

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Nous avons adopté des planchers en corps creux pour notre bâtiment qui ont pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.
- plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure et par conséquent un facteur prépondérant en termes d'économie.

III.2.2. Calcul des poutrelles :

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T).

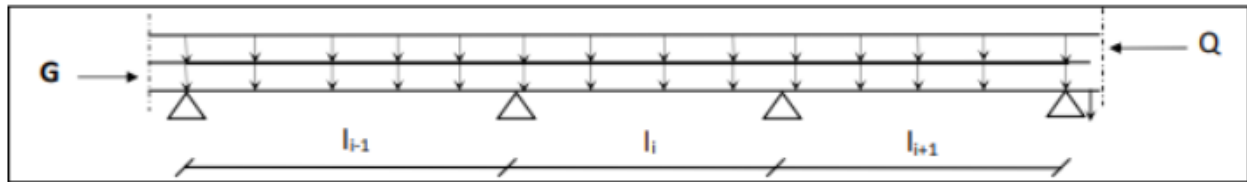


Figure III. 1 : Schéma statique de poutrelle.

III.2.3. Différents types des poutrelles :

Dans le cas de notre projet, on a plusieurs types de poutrelles à étudier :

Type 01 :

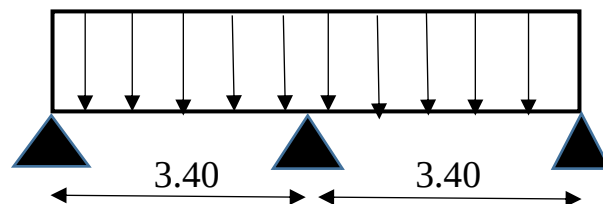


Figure III.2: Schéma de poutrelle (02 travée)

Type 02 :

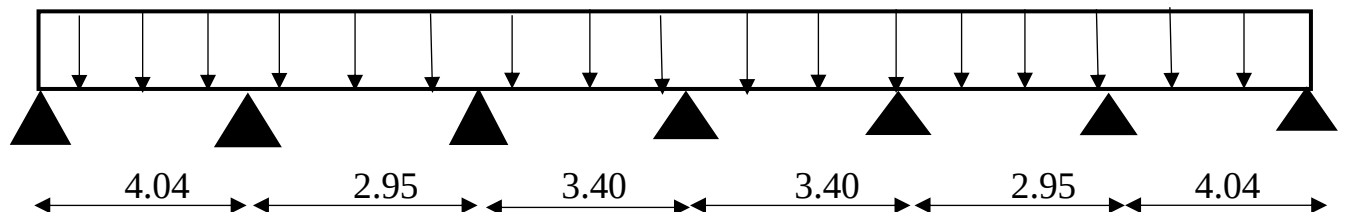


Figure III. 3 : Schéma de poutrelle (6 travées).

Type 03 :

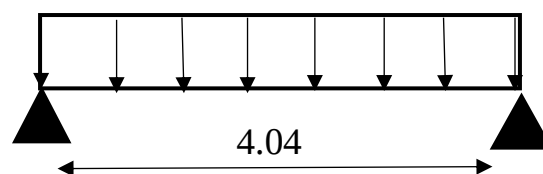


Figure III. 4 : Schéma de poutrelle (01 travée).

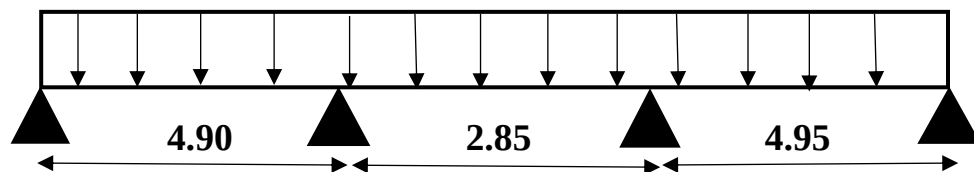
Type 04 :

Figure III. 5 : Schéma de poutrelle (03 travée).

III.2.4. Méthode de calcul des sollicitations :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot ou Caquot minorée.

III.2.4.1. Méthode forfaitaire :

Le BAEL91 (Art E.1) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G; 5\text{KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue.

Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

➤ Principe de la méthode forfaitaire :**• Moments fléchissant :****1. En travée :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

- Pour les travées de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{pL^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considérer.

M₀ : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

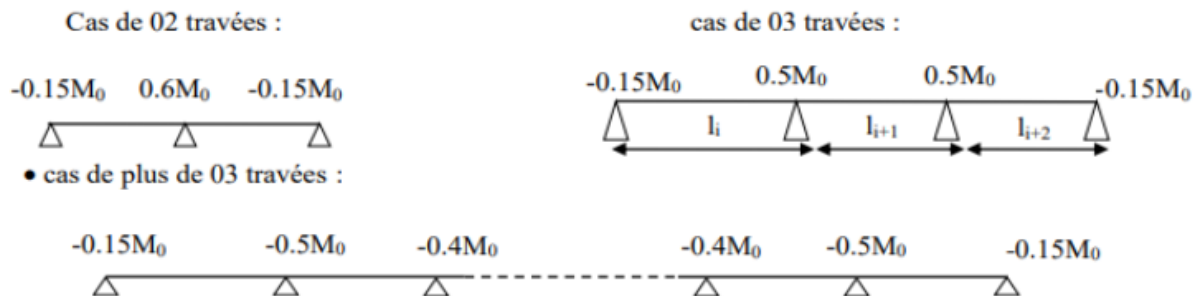
M_t : Moment en travée de la travée considérée.

L_i : Portée de la travée.

2. En appui :

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0.15M_0$



• Efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

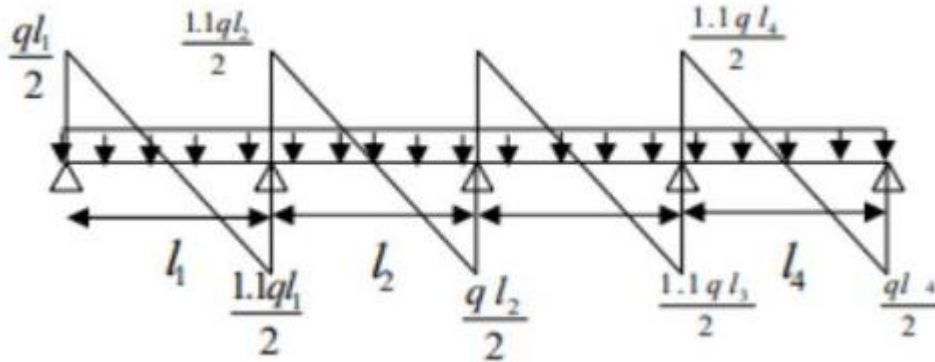


Figure III. 7 : Diagramme des efforts tranchants.

III.2.4.2. Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ Principe de la méthode Caquot :

• Calcul des moments :

1. En travée :

$$M_t(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right); x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$\mu(x) = \frac{q \times x}{2} (L - x)$$

Q : la charge permanente à l'ELU

x : abscisse de la valeur max du moment en travée

2. En appui :

$$M_a = - \frac{q w \times L' w^3 + q e \times L' e^3}{8.5(L' w + L' e)}$$

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8 L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

• **Effort tranchant :**

$$V_i = \pm \frac{qL}{2} - \frac{Me - Mw}{L}$$

II.2.4.3. Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée $G' = 2/3 G$.

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

III.2.5. Evaluation des charges :

a) plancher terrasse :

$$G = 6,58 \times 0,65 = 4,27 \text{ KN/ml} ; Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6,58 \times 0,65 = 2,84 \text{ KN/ml}$$

b) plancher étage courant :

$$G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml} ; Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,20 \times 0,65 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

III.2.6. Choix de la méthode de calcul :

III.2.6.1. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

• $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2G = 13,16 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$

• Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité. $I = \frac{bh^3}{12} = \text{Constant} \dots\dots\dots \text{CV}$

• Le rapport entre deux (02) travées successives :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{4,04}{2,95} = 1,37 \geq 1,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- la fissuration peu préjudiciable..... CV

On va utiliser dans notre projet la méthode de Caquot minoré parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3ème condition n'est pas vérifiée

III.2.6.2. Définition des trois cas de charge :

À prendre en compte chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3.

à l'ELU $C=1.35g+1.5q$ et $D=1.35g$ et à l'ELS $C=g+q$ et $D=g$

Cas 1 : CCC MW et Me Maximums ; Cas 2 : DCD Mt Maximum

Cas 3 : CDC Mt Minimum

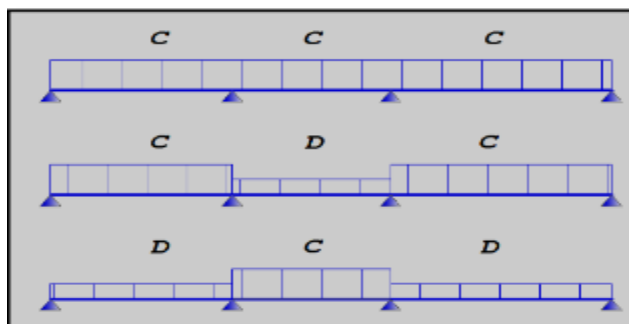


Figure III. 8 : Définition des trois cas de charge.

III.2.7. Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

❖ Calcul des sollicitations :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad \text{ELS: } q_{\text{ser}} = G + Q$$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			1.35 G+1.5Q	1.35 G	G + Q	G
Terrasse inaccessible	4.12	0.65	6.54	5.56	4.77	4.12
Etage courant	3.38	0.98	6.02	4.56	4.36	3.38
	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			1.35 G'+1.5Q	1.35 G'	G' + Q	G'
Terrasse inaccessible	2.84	0.65	4.80	3.83	3.5	2.85
Etage courant	2.25	0.975	4.5	3.037	3.225	2.25

Tableau III. 1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III.2.8. Calcul plancher terrasse inaccessible :

1er cas de chargement : CC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A	/	6.54	/	4.77	/	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.54	6.54	4.77	4.77	3.90	3.90	-10.15	-9.06	-8.60	-5.87
C	6.54	/	4.77	/	3.90	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2ème cas de chargement : DC										
A	/	5.26	/	4.12	/	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00
B	5.26	6.47	4.12	4.77	3.90	3.90	-10.24	-7.54	-7.36	-5.98
C	6.47	/	4.77	/	3.90	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3ème cas de chargement : CD										
A	/	6.54	/	4.77	/	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.54	4.56	4.77	4.12	3.90	3.90	-10.24	-7.54	-7.36	-5.98
C	4.56	/	4.12	/	3.90	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 2 : Moment aux appuis (poutrelle type 01terrasse inaccessible).

Travée	X ₀ (m) 1ér cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1ér cas		X ₀ (m) 2ème cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2ème cas		X ₀ (m) 3ème cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3ème cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A-B	1.42	1.42	7.73	5.34	1.37	1.37	6.14	4.45	1.41	1.41	7.94	5.98
B-C	2.26	2.26	7.73	5.34	2.28	2.28	7.93	5.89	2.32	2.31	5.96	4.45

Tableau III. 3 : Moment en travée (poutrelle type 01terrasse inaccessible)

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V_w	V_e
A	0.00	10.27
B	-15.14	15.14
C	-10.27	0.00

Tableau III. 4 : Efforts tranchants (poutrelle type 01terrasse inaccessible).

1er cas de chargement : CCCCCC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
D	/	6.54	/	4.77	/	2.23	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.54	6.54	4.77	4.77	2.23	3.19	-6.54	-4.61	-4.58	-3.14
A	6.54	6.54	4.77	4.77	3.19	3.17	-8.06	-5.92	-5.25	-4.22
B	6.54	6.54	4.77	4.77	3.17	3.17	-7.99	-6.01	-5.22	-4.18
C	6.54	6.54	4.77	4.7	3.17	3.19	-8.06	-5.92	-5.25	-4.22
F	6.54	6.54	4.77	4.77	3.19	4.04	-6.54	-4.61	-4.58	-3.14
G	6.54	/	4.77	/	2.23	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2ème cas de chargement : DCDCDC										
D	/	4.56	/	4.12	/	2.23	0.00	0.00	0.00	0.00
E	4.56	6.54	4.12	4.77	2.23	2.98	-4.57	-4.36	-4.31	-3.06
A	6.54	4.56	4.77	4.12	2.98	2.96	-5.69	-5.45	-5.26	-3.81
B	4.56	6.54	4.12	4.77	2.96	2.96	-5.57	-5.38	-5.21	-3.75
C	6.54	4.56	4.77	4.12	2.96	2.98	-5.59	-5.40	-5.24	-3.78
F	4.56	6.54	4.12	4.77	2.98	2.23	-4.14	-4.02	-3.82	-2.73
G	6.54	/	4.77	/	2.23	/	0.00	0.00	0.00	0.00

3ème cas de chargement : CDCDCD										
D	/	6.54	/	4.77	/	2.23	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.54	4.56	4.77	4.12	2.23	2.98	-5.34	-4.97	-6.97	-2.11
A	4.56	6.54	4.12	4.77	2.98	2.95	-7.32	-5.89	-5.81	-3.22
B	6.54	4.56	4.77	4.12	2.95	2.95	-7.29	-5.59	-6.40	-3.09
C	4.56	6.54	4.12	4.77	2.95	2.98	-7.36	-5.48	-5.81	-3.12
F	6.54	4.56	4.77	4.12	2.98	2.23	-6.01	-4.24	-6.97	-2.99
G	4.56	/	4.12	/	2.23	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 5 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).

Travée	X ₀ (m) 1ér cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1ér cas		X ₀ (m) 2ème cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2ème cas		X ₀ (m) 3ème cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3ème cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D-E	0.62	0.62	1.14	0.74	0.49	0.49	0.79	0.58	0.59	0.58	1.38	0.99
E-A	1.74	1.74	6.37	4.52	1.82	1.82	6.52	4.97	1.64	1.63	5.12	3.64
A-B	1.98	1.98	5.27	4.97	1.93	1.93	4.01	3.02	1.92	1.92	5.98	4.28
B-C	1.98	1.98	5.27	4.97	1.93	1.93	6.03	4.28	1.92	1.92	3.86	2.84
C-F	1.99	1.99	6.37	4.52	1.96	1.96	5.17	3.67	2.22	2.22	6.47	4.57
F-G	1.38	1.38	1.06	0.74	1.38	1.40	1.32	0.97	1.45	1.45	0.79	0.58

Tableau III. 6 : Moment en travée (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
D	0.00	4.56
E	-9.24	12.85
A	-13.57	12.42

B	-12.46	12.46
C	-12.42	13.57
F	-12.85	9.24
G	-4.56	0.00

Tableau III. 7 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).

1er cas de chargement : CC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
D	6.54	6.54	4.77	4.77	/	4.04	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.54	6.54	4.77	4.77	4.04	2.95	-10.4	-7.58	-7.28	-5.49

Tableau III. 8 : Moment aux appuis (poutrelle type 03 terrasse inaccessible)

Travée	X ₀ (m) 1er cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1er cas		X ₀ (m) 2ème cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2ème cas		X ₀ (m) 3ème cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3ème cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D-E	1.64	1.64	9.02	9.02	1.67	1.96	0.92	0.75	1.69	1.68	1.78	1.14

Tableau III. 9 : Moment en travée (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
D	0.00	11.92
E	-9.9	0.00

Tableau III. 10 : Efforts tranchants (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).

III.2.8.1. Sollicitation max :

Terrasse inaccessible	ELU	ELS
M appui minorée (KN.m)	8.60	5.87
M travée (KN.m)	7.94	5.89
T max (KN)	14.05	0.00

Tableau III. 11 : Sollicitation max du calcul.

II.2.8.2. Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) :

➤ En travées :

$$M_{\max} = 7.94 \text{ KN.m} ; \quad \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_b \Rightarrow M_t = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.17 \times 10^3 = \mathbf{58.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_t > M_{\max}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 \sigma_b} = \frac{7.94 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.027 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow (A's=0) \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = \mathbf{0.017}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.04 \times 0.017) = \mathbf{17.98 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.94 \times 10^6}{1798 \times 348} = \mathbf{126.89 \text{ mm}^2} = \mathbf{1.27 \text{ cm}^2}$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{c28}/f_e = 0.23 \times 65 \times 20 \times (2.1)/500 = \mathbf{1.25 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_{s \min}; A_s)$$

On prend : $\mathbf{3 \text{ HA}12} = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2}$

➤ Sur Appuis :

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 10 cm et de hauteur h = 20cm.

$$M_{\max} = 8.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 \sigma_b} = \frac{8.60 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.187 \Rightarrow \text{pivot B}$$

On compare μ_u avec μ_L :

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \epsilon_L}$$

$$\epsilon_L = \frac{\frac{f_e}{\gamma_s}}{200000} = 2.17 \%$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 2.17} = 0.617$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.371$$

$$\mu_u = 0.187 < \mu_L = 0.371$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.26$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z\sigma_s} = 1.22 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.20 \text{ cm}^2$$

On adopter 3HA12 = 3.39 cm²

	M _{max} (KN.m)	μ	A	Z (cm)	σ _s (Mpa)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	choix	A _{s adopté} (cm ²)
Appuis	8.43	0.20	0.186	15.97	348	1.67	0.22	3HA12	3.39
Travée	7.94	0.028	0.027	17.98	348	1.27	1.25	3HA12	3.39

Tableau III. 12 : Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.

III.2.8.3. Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1) [2] :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \bar{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{14.01 \cdot 10^3}{100 \cdot 180} = 0.78 \text{ Mpa} < \bar{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Armatures transversales : (art. A.7.2.2 / BAEL91) [1] :**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire .

$$\emptyset \leq \min (h/30 ; b/10 ; \emptyset_{\text{longitudinale}}) = (200/35 , 100/10 , 12) = 5.71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 8$

• **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91) [1] :**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

on Adopte : $St = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

$St = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

III.2.8.4. Vérification des contraintes à ELS :

• **Contrainte limite : (BAEL91 Article A.4.5, 2) [1] :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 333.330 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \} \Rightarrow \sigma_{st} = \mathbf{201, 63 \text{ MPa}}$$

la section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est ;

$$\sigma_{bc}(x) = \frac{M_{ser}}{I} y \quad (\text{la contrainte du béton}) \quad \sigma_{st}(x) = \frac{15 M_{ser}(d-y)}{I} \quad (\text{La contrainte de l'acier})$$

• **Position de l'axe neutre :**

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

$$\text{En travée : } \frac{65}{2} y^2 - 15 \times 2.26 (18 - y) = 0 \Rightarrow y = \mathbf{4.58 \text{ cm}}$$

Sur appui : $\frac{10}{2} y^2 - 15 \times 2.26 (18 - y) = 0 \Rightarrow y = 12.54 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s c (y - d')^2 + 15 A_s t (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 4.58^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4.58)^2 \Rightarrow I = 9723.24 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{100}{3} \times 12.54^3 + 15 \times 3.39 (18 - 12.54)^2 \Rightarrow I = 6427.95 \text{ cm}^4$$

La vérification des contraintes à L'ELS est donnée dans le tableau suivant :

section	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Appui	5.87	10	18	3.39	12.54	6427.95	10.79	15	CV
travée	5.89	65	18	3.39	4.58	9723.24	2.93	15	CV

Tableau III. 12 : Vérification la contraint du béton.

Section	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	D (cm)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	Σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	Obs
Appui	5.87	10	18	3.39	12.54	6427.95	194.82	201.63	CV
Travée	5.89	65	18	3.39	4.58	9723.24	162.27	201.63	CV

Tableau III. 13: Vérification la contraint d'acier

L = 4.04 m ; b₀ = 10 cm ; d = 18 cm ; h = 20 cm ; A_s = 3.39 cm² ; M_s = 5.87 KN.m

$$M_0 = \frac{5.87}{0.85} = 6.90 \text{ KN.m.}$$

$$1 - \frac{A_s}{bd} \leq 4.2/f_e \Rightarrow 0.013 > 0.011 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2 - h/l \geq \text{Max} \left\{ 1/16 ; \frac{M_t}{10M_0} \right\} = 0.0497 \leq \text{Max} \{ 0.0625 ; 0.062 \} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3 - L = 4.04 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de flèche total (Δf_t) :(CBA93 6.5.2) [2].

$\Delta f_t \leq \bar{f}$; Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour } L \geq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols} \dots\dots\dots \text{pour } L \leq 2 \text{ m}$$

Dans notre cas :

$$L = 4.04 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4.55}{500} = 0.0081 \text{ m} = \mathbf{8.1 \text{ mm}}$$

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

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.Ei.If_i} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.Ev.If_v} \text{ (flèche différée).}$$

$$If_i = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda i.u} \text{ (Moment d'inertie fictif instantanée)}$$

$$If_v = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda v.u} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{3.39}{18 \times 10} = \mathbf{0.019} \text{ (% taux d'Armature)}$$

• Evaluation des charges à L'ELS :

$P = (G+Q) = 4.92/\text{ml}$; l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$G = g = 4.27 \text{ KN/ml} \dots\dots$; l'ensemble des charges permanentes

$J = G_0 = 2.8 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/ml}$; charge permanent appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre du plancher).

• Calcul des moments fléchissant :

$$M(p) = 0.85 \frac{pl^2}{8} = 0.85 \frac{4.92 \times 4.04^2}{8} = \mathbf{8.53 \text{ KN.m}}$$

$$M(g) = 0.85 \frac{gl^2}{8} = 0.85 \frac{4.27 \times 4.04^2}{8} = \mathbf{7.40 \text{ KN.m}}$$

$$M(j) = 0.85 \frac{G0l^2}{8} = 0.85 \frac{1.82 \times 4.04^2}{8} = 3.15 \text{ KN. m}$$

• **Position de l'axe nature**

$$Y=4.58\text{cm}$$

• **Moment d'inertie**

$$I=9723.24 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{S(p)} = \frac{15M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8.53 \times 10^6}{9723.24 \times 10^4} (180 - 45.8) = 176.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{S(g)} = \frac{15M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7.40 \times 10^6}{9723.24 \times 10^4} (180 - 45.8) = 168.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{S(j)} = \frac{15M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 3.15 \times 10^6}{9723.24 \times 10^4} (180 - 45.8) = 65.21 \text{ Mpa}$$

• **Calcul de λ_i , λ_v et μ**

$$\lambda_i = \frac{0.05 ft 28}{2 + 3 \left(\frac{b_0}{b} \right) \rho} = 3.28$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.28 = 1.31$$

$$\mu(p) = 1 - \frac{1.75 \cdot ft 28}{4 \rho x \sigma_{sp} + ft 28} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.013 \cdot 176.5 + 2.1} = 0.73$$

$$\mu(g) = 1 - \frac{1.75 \cdot ft 28}{4 \rho x \sigma_{sg} + ft 28} = 0.716$$

$$\mu(j) = 1 - \frac{1.75 \cdot ft 28}{4 \rho x \sigma_{sj} + ft 28} = 0.45$$

• **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$Y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_s \cdot d}{bd + 15 A_s} = 11.40 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + 15 A_s (d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I_0 = 48125.29 \text{ cm}^4$$

-Moment d'inertie fictif :

$$I_{fi(p)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot u} = 15495.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot u} = 15809.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda i.u} = 17081.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(g) = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda i.u} = 15902.97 \text{ cm}^4$$

• Modules de déformation

Ei=32164,20 MPa (Module d'élasticité instantanée)

Ev =10818,87 MPa (Module d'élasticité différée)

• Les flèches :

$$F_{pi} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f i} = \frac{8.53*(4.04*10^3)^2 * 10^6}{10*32164.2*15495.37*10^4} = 2.79 \text{ mm}$$

$$F_{gi} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f i} = \frac{7.40*(4.04*10^3)^2 * 10^6}{10*32164.2*15809.50*10^4} = 2.37 \text{ mm}$$

$$F_{gv} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f i} = \frac{7.40*(4.04*10^3)^2 * 10^6}{10*32164.2*17081.12*10^4} = 3.19 \text{ mm}$$

$$F_{ji} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f i} = \frac{3.15*(4.04*10^3)^2 * 10^6}{10*32164.2*15902.97*10^4} = 0.90 \text{ mm}$$

$$\Delta Ft = (f_{gv}-f_{ji})+(f_{pi}-f_{gi})= (3.19-0.90)+(2.79-2.37)=2.71 \text{ mm} < \bar{f} = 8.1 \text{ mm} \dots\dots\dots cv$$

III.2.9. Calcul du plancher de l'étage courant :

1er cas de chargement : CC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur Fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minorée (KN.m)	
	Qw	Qe	Qw	Qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A	/	6.02	/	4.36	/	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.02	6.02	4.36	4.36	3.90	390	-10.35	-8.46	-7.32	-5.87
C	6.02	/	4.36	/	390	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2ème cas de chargement : DC										
A	/	4.56	/	3.38	/	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00
B	4.56	6.02	338	4.36	3.90	390	-9.16	-6.97	-6.87	-5.08
C	6.02	/	4.36	/	390	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3ème cas de chargement : CD										
A	/	6.02	/	4.36	/	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.02	4.56	4.36	3.38	3.90	390	-8.16	-5.7	-5.87	-4.18
C	4.56	/	3.38	/	390	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 14 : Moment aux appuis (poutrelle type 01 Etage courant).

Travée	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moment s en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moment s en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moment s en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	EL U	EL S	EL U	EL S	EL U	EL S	EL U	EL S	EL U	EL S	EL U	EL S
A-B	1.48	1.28	6.70	4.65	1.38	1.40	4.64	3.48	1.43	1.41	7.54	5.45
B-C	2.22	2.12	6.70	4.66	2.27	2.27	7.49	5.45	2.48	2.46	5.54	5.45

Tableau III. 15 : Moment en travée (poutrelle type 01 Etage courant).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
A	0.00	9.45
B	-14.25	14.25
C	-9.45	0.00

Tableau III. 16 : Efforts tranchants (poutrelle type 01 Etage courant).

1 ^{er} cas de chargement : CCCCCC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur Fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minoree (KN.m)	
	qw	Qe	Qw	Qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
D	/	6.02	/	4.36	/	1.95	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.02	6.02	4.36	4.36	1.95	3.18	-5.37	-3.95	-4.28	-3.02
A	6.02	6.02	4.36	4.36	3.18	3.16	-7.10	-5.62	-5.17	-1.72
B	6.02	6.02	4.36	4.36	3.16	3.16	-7.15	-5.66	-5.40	-1.72
C	6.02	6.02	4.36	4.36	3.16	3.18	-6.54	-5.62	-5.34	-4.12
F	6.02	6.02	4.36	4.36	3.18	1.95	-5.47	-4.03	-4.26	-2.84
G	6.02	/	4.36	/	1.95	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DCDCDC										
D	/	4.56	/	3.38	/	2.04	0.00	0.00	0.00	0.00
E	4.56	6.02	3.38	4.36	2.04	2.95	-5.30	-3.86	-3.92	-2.65
A	6.02	4.56	4.36	3.38	2.95	2.40	-6.64	-4.45	-4.08	-3.15
B	4.56	6.02	3.38	436	2.40	2.40	-6.49	-4.25	-4.07	-3.20
C	6.02	4.56	436	3.38	2.40	2.95	-6.64	-4.45	-4.11	-3.24
F	4.56	6.02	3.38	4.36	2.95	2.04	-5.30	-3.86	-3.91	-2.19

G	6.02	/	4.36	/	2.04	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3ème cas de chargement : CDCDCD										
D	/	6.02	/	4.36	/	2.04	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.02	4.56	4.36	3.38	2.04	2.98	-4.26	-3.30	-3.07	-2.11
A	4.56	6.02	3.38	4.36	2.98	2.94	-6.35	-4.69	-4.61	-3.12
B	6.02	4.56	4.36	3.38	2.94	2.94	-6.15	-4.52	-4.50	-3.68
C	4.56	6.02	3.38	4.36	2.94	2.98	-6.30	-4.57	-4.54	-3.12
F	6.02	4.56	4.36	3.38	2.98	2.04	-5.26	-3.30	-3.97	-3.51
G	4.56	/	3.38	/	2.04	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 17 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 Etage courant)

Travée	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
D-E	0.59	0.59	1.02	0.65	0.42	0.39	0.42	0.38	0.58	0.58	1.28	0.92
E-A	1.62	1.62	5.52	3.85	1.62	1.64	6.12	4.95	1.64	1.63	2.64	2.05
A-B	1.98	1.98	4.47	3.05	1.68	1.70	2.04	1.82	1.70	1.69	2.22	1.96
B-C	1.98	1.98	4.60	3.09	1.79	1.79	4.04	3.46	1.79	1.78	2.08	2.01
C-F	1.86	1.86	5.52	3.94	1.84	1.84	2.47	1.98	1.41	1.40	4.27	4.57
F-G	1.43	1.43	0.99	0.71	1.36	1.36	5.64	4.83	2.45	2.44	0.58	0.40

Tableau III. 18 : Moment en travée (poutrelle type 02 Etage courant).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
E	0.00	10.25
A	-12.9	9.94
H	-7.20	6.25
B	-12.07	12.07
I	-6.25	7.20
C	-9.94	12.9
F	-10.25	0.00

Tableau III. 19 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 Etage courant).

III.2.9.1. Sollicitation max :

Terrasse inaccessible	ELU	ELS
M appui minorée (KN.m)	7.32	5.87
M travée (KN.m)	7.49	5.45
T max (KN)	14.25	0.00

Tableau III. 20: Sollicitation max du calcul.

III.2.9.2. Ferrailage des poutrelles (Etagé courant) :

➤ En travées

$$M_{\max} = 7.49 \text{ KN.m} \quad \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_b \Rightarrow M_t = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t > M_{\max}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

Le moment résistant de la table de compression :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 \sigma_b} = 0.0163 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow (A's=0) \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17.84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = 1.28 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{c28}/f_e = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \min}; A_s)$$

$$\text{On prend : } 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Sur Appuis :

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 10 cm et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

$$M_{\max} = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2\sigma_b} = 0.187 \Rightarrow \text{pivot B}$$

On compare μ_u avec μ_L :

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L}$$

$$\varepsilon_L = \frac{\frac{f_e}{\gamma_s}}{200000} = 1.74 \%$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.391$$

$$\mu_u = 0.187 < \mu_L = 0.391$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.26$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 16.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z\sigma_s} = 1.34 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

On adopter 3HA12 = 3.39 cm²

	M max (KN.m)	μ	A	Z (cm)	σ_s (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
Appuis	7.32	0.187	0.26	16.12	434.78	1.34	0.22	3HA12	3.39
Travée	7.49	0.036	0.027	17.85	434.78	1.19	1.41	3HA12	3.39

Tableau III. 21 : Ferrailage des poutrelles (Etagé courant) sur appui et travée.

III.2.9.3. Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1) [2] :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Armatures transversales : (art. A.7.2.2 / BAEL91) [1] :**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire .

On adopte : $1\emptyset 6 = 6 \text{ mm}$

$$\emptyset \leq \min (h/30 ; b/10 ; \emptyset_{\text{longitudinale}}) = (200/35 , 100/10 , 12) = 5.71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 8$

• **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91) [1] :**

$$St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

on Adopte : $St = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

$St = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

III.2.9.4. Vérification des contraintes à ELS

• **Contrainte limite : (BAEL91 Article A.4.5, 2) [1] :**

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj} \leq 0,6 f_{c28} \leq \dots \dots \dots \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 333.330 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \} \Rightarrow \sigma_{st} = \mathbf{201, 63 \text{ MPa}}$$

la section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est:

$$\sigma_{bc}(x) = \frac{M_{ser}}{I} y \quad (\text{la contrainte du béton}) \quad \sigma_{st}(x) = \frac{15 M_{ser}(d-y)}{I} \quad (\text{La contrainte de l'acier})$$

• **Position de l'axe neutre :**

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

$$\text{En travée : } \frac{65}{2} y^2 - 15 \times 23.39 (18 - y) = 0 \Rightarrow y = \mathbf{4.58 \text{ cm}}$$

$$\text{Sur appui : } \frac{10}{2} y^2 - 15 \times 3.39 (18 - y) = 0 \Rightarrow y = \mathbf{12.54 \text{ cm}}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{100}{3} \cdot 4.58^3 + 15 \cdot 3.39 (18 - 4.58)^2 \Rightarrow I = \mathbf{9723. 24 \text{ cm}^4}$$

$$I = \frac{100}{3} * 12.54^3 + 15 * 3.39 (18 - 12.54)^2 \Rightarrow I = 6427.95 \text{ cm}^4$$

La vérification des contraintes à L'ELS est donnée dans le tableau suivant :

section	Mser (KN.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Appui	5.87	10	18	3.39	12.54	6427.95	10.02	15	CV
travée	5.89	65	18	3.39	4.58	9723.24	3.72	15	CV

Tableau III. 22 : Vérification la contraint du béton.

Section	Mser (KN.m)	b (cm)	D (cm)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\Sigma \sigma_t$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
Appui	5.87	10	18	3.39	12.54	6427.95	178.32	201.63	CV
Travée	5.89	65	18	3.39	4.58	9723.24	146.12	201.63	CV

Tableau III. 23: Vérification la contraint d'acier

III.2.9.5. Vérification de la flèche :(BAEL B .6.5.1) [1].

L = 3.15 m ; b₀ = 10 cm ; d = 18 cm ; h = 20 cm ; As = 3.39 cm² ; Ms = 5.45 KN.m

$$M_0 = \frac{545}{0.85} = 6.41 \text{ KN.m.}$$

$$1 - \frac{A_s}{b d} \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.013 > 0.011 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2 - h / l \geq \text{Max} \left\{ 1/16 ; \frac{M_t}{10 M_0} \right\} = 0,050 \leq \text{Max} \{0,0625; 0.062\} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3 - L = 3.15 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de flèche total (Δf_t) :(CBA93 6.5.2) [2].

$\Delta f_t \leq \bar{f}$; Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{pour } L \geq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols} \dots \dots \dots \text{pour } L \leq 2 \text{ m}$$

Dans notre cas :

$$L = 3.15\text{m} < 5\text{ m} \Rightarrow f = 3.15/500 = 0.0063\text{m} = 6.3\text{mm}$$

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

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.Ei.Ifi} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.Ev.If_v} \text{ (flèche différée).}$$

$$If_i = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda i.u} \text{ (Moment d'inertie fictif instantanée)}$$

$$If_v = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda v.u} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{3.39}{18 \times 10} = 0.0124 (\% \text{ taux d'Armature})$$

• **Evaluation des charges à L'ELS :**

$P = (G+Q) = 4.34/\text{ml}$; l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$G = g = 3.38 \text{ KN/ml}$; l'ensemble des charges permanentes

$J = G_0 = 2.8 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/ml}$; charge permanent appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre du plancher).

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$M(p) = 0.85 \frac{pl^2}{8} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$M(g) = 0.85 \frac{gl^2}{8} = 7.43 \text{ KN.m}$$

$$M(j) = 0.85 \frac{G_0 l^2}{8} = 4.01 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe nature**

$$Y = 4.58 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = 9723.24 \text{ cm}^4$$

• Calcul des contraintes

$$\sigma_{S(p)} = \frac{15M}{I} (d - y) = 187.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{S(g)} = \frac{15M}{I} (d - y) = 162.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{S(j)} = \frac{15M}{I} (d - y) = 92.64 \text{ Mpa}$$

• Calcul de λ_i , λ_v et μ

$$\lambda_i = \frac{0.05 f t 28}{2 + 3 \left(\frac{b_0}{b} \right) \rho} = 3.28$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.31$$

$$\mu(p) = 1 - \frac{1.75 \cdot f t 28}{4 \rho x \sigma_{sp} + f t 28} = 0.70$$

$$\mu(g) = 1 - \frac{1.75 \cdot f t 28}{4 \rho x \sigma_{sg} + f t 28} = 0.62$$

$$\mu(j) = 1 - \frac{1.75 \cdot f t 28}{4 \rho x \sigma_{sj} + f t 28} = 0.54$$

• Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$$Y_g = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 A_s \cdot d}{b d + 15 A_s} = 11.40 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + b h \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + 15 A_s (d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I_0 = 48125.29 \text{ cm}^4$$

-Moment d'inertie fictif :

$$I_{fi(p)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15145.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15024.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15021.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv(g)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15017.39 \text{ cm}^4$$

• Modules de déformation

Ei=32164,20 MPa (Module d'élasticité instantanée)

Ev =10818,87 MPa (Module d'élasticité différée)

• Les flèches :

$$F_{pi} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f_i} = 2.54 \text{ mm}$$

$$F_{gi} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f_i} = 1.85 \text{ mm}$$

$$F_{gv} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f_i} = 3.14 \text{ mm}$$

$$F_{ji} = \frac{M.L^2}{10 E_j . L f_i} = 0.67 \text{ mm}$$

$$\Delta F t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 2.71 \text{ mm} < \bar{f} = 8.1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.2.10. Ferrailage de la table de compression :

La table de compression doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures (**A** ⊥),
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures (**A** ||)

Les sections des armatures doivent normalement satisfaites aux conditions suivantes :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e}$$

Dans notre cas : L= 65cm et $f_e=235\text{Mpa}$ (treillis soudés (Rond Lisse « RL »))

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $S_t = 20\text{cm}$

On choisit : un treillis soudé

3HA 6/ml = 0.85 cm² ⊥ aux poutrelles $S_t = 15\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

3HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $S_t = 15 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

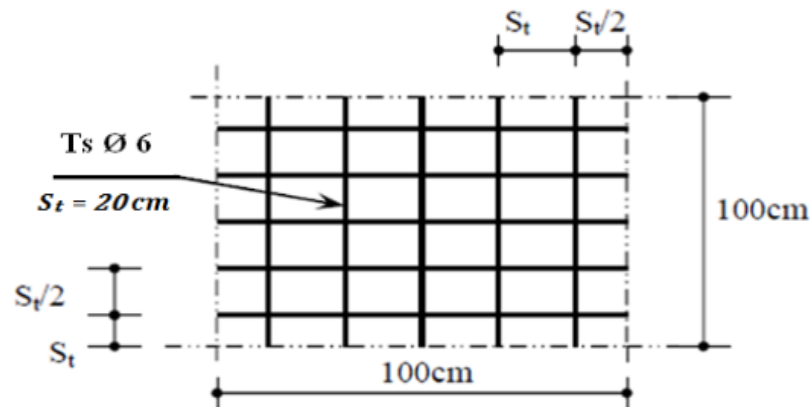


Figure III. 9 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

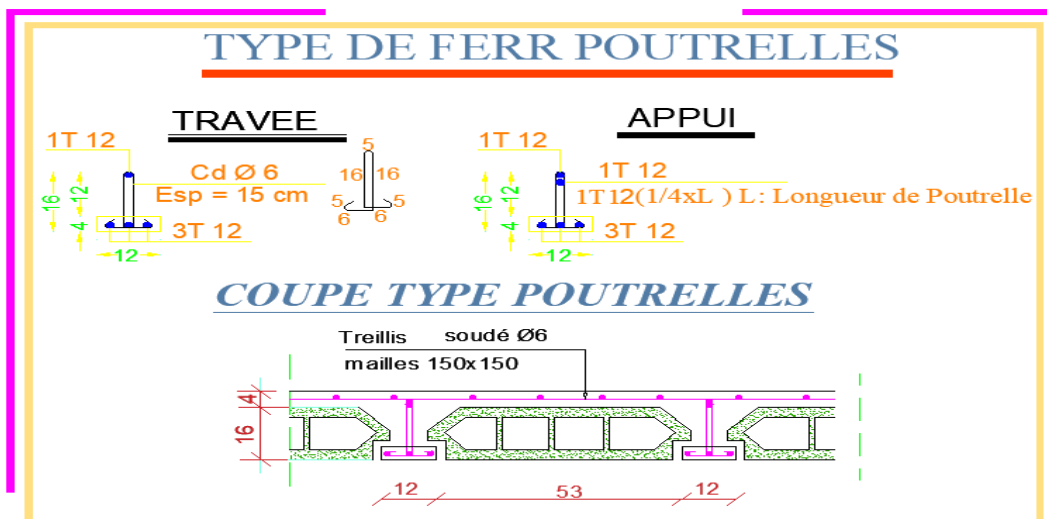
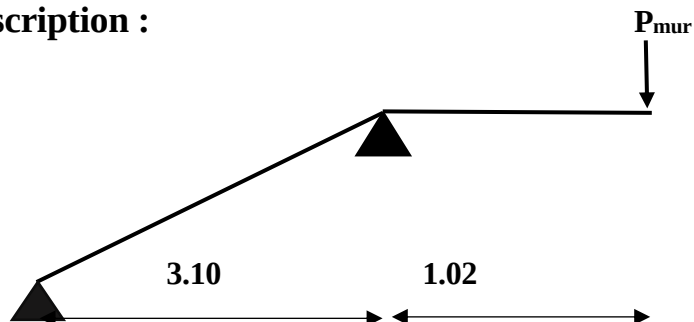


Figure III. 10 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (étage courant et terrasse).

III.2. Escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires, ils permettent l'accès verticale entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, personnes ...etc.)

III.2.1. Description :



III.2.2. Charges et surcharges

Palliasse : $G_1 = 8.55 \text{ KN/m}^2$

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

Palier : $G_2 = 6.08 \text{ KN/m}^2$

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

$P_{mur} = G_{mur}(H-e) = 3.60(1.53-0.15) = 4.96 \text{ KN/m}^2$

III.2.3. Combinaisons des charges :

➤ Calcul des charges a l'ELU et l'ELS :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

• ELU

a) Palier :

$$q_{u pa} = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 6.08 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.95 \text{ KN/m}$$

b) Palliasse :

$$q_{u ps} = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 8.55 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.29 \text{ KN/m}$$

c) Mur extérieure :

$$P_{mur} = 4.96 \times 1.35 = 6.69 \text{ KN/m}$$

• ELS

a) Palier :

$$q_{s pa} = (G + Q) \times 1 m = (6.08 + 2.5) \times 1 = 8.58 \text{ KN/m}$$

b) Palliasse :

$$q_{s\ ps} = (G + Q) \times 1\text{ m} = (8.55 + 2.5) \times 1 = 11.05\text{ KN/m}$$

c) Mur extérieure :

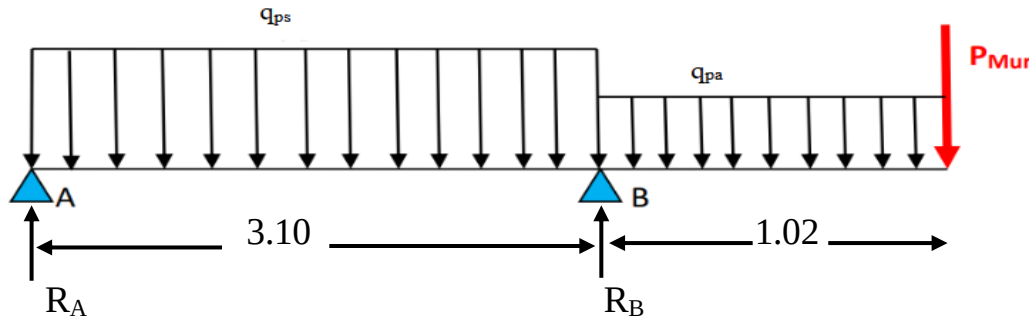
$$P_{\text{mur}} = 4.96\text{ KN/m}$$

Combinaisons	ELU	ELS
Palier (KN/ml)	11.95	8.58
Palliasse (KN/ml)	15.29	11.05
Mur extérieure	6.69	4.96

Tableau III. 24 : Combinaisons des charges l'escalier.

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.2.4. Calcul des sollicitations :**➤ Calcul des réactions****• ELU**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.10 - (15.29 \times (\frac{3.10^2}{2})) - (11.95 \times 1.02 \times (\frac{1.02}{2} + 3.10))$$

$$- (6.69 \times 4.12) = 0 \Rightarrow R_B = 46.78\text{ KN. m}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3.10 + (15.29 \times (\frac{3.10^2}{2})) - (11.95 \times (\frac{1.02}{2})^2)$$

$$- (6.69 \times 1.02) = 0 \Rightarrow R_A = 19.49\text{ KN. m}$$

• Vérification

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.29 \times 3.10) + (11.95 \times 1.02) + (5.63) = 67.58 \text{ KN. m}$$

$$R_A + R_B = 46.78 + 19.49 = 67.58 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Calcul des moments et efforts tranchants

• ELU

Pour : $0 \leq x \leq 3.32 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 19.49 - 15.29 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 19.49 \text{ KN}$$

$$x = 3.10 \rightarrow T(x) = -27.90 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = 19.49x - 15.29 \frac{x^2}{2}$$

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

$$x = 3.10 \rightarrow M(x) = -13.04 \text{ KN.m}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.02 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = -11.95 x - 6.69$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = -6.69 \text{ KN}$$

$$x = 1.02 \rightarrow T(x) = -18.87 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = -11.95 \frac{x^2}{2} - 6.69 x$$

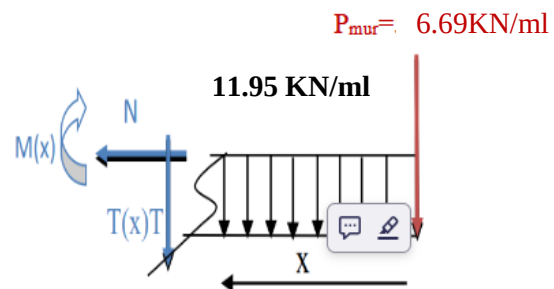
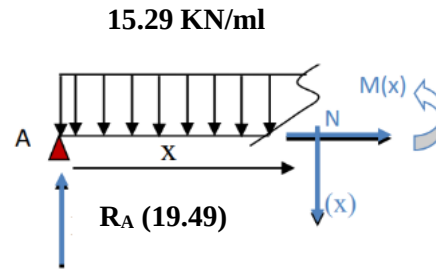
$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.02 \rightarrow M(x) = -13.00 \text{ KN.m}$$

Le moment $M(x)$ est maximum pour la valeur de $T(x) = 0$

$$T(x) = 19.49 - 15.29 x = 0$$

$$x = 1.27$$



$$M(x) = 19.49x - 15.29 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(1.27) = 12.43 \text{ KN.m}$$

	Réactions		M max (KN.m)	Ma (KN.m) $0.50M_{\max}$	Mt (KN.m) $0.85M_{\max}$	Tmax (KN)
	R _A	R _B				
ELU	19.49	46.78	13.04	6.52	11.08	27.90
ELS	14.05	33.90	9.54	4.77	8.10	20.20

Tableau III. 25 : Récapitulatif des sollicitations.

III.2.5. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple sur une bande de 1mètre avec fissuration peu préjudiciable.

1. Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2.f_{bu}} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ ($A_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

Avec : $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

Section	M _u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z	A _s (cm ²)	A _s min	A _s Adopté (cm ²)
appui	6.52	100	13.5	0.025	0.032	0.987	1.125	1.62	2T10=1.57
travée	11.08	100	13.5	0.042	0.054	0.978	1.93	1.62	2T12=2.26

Tableau III. 26 : Ferrailage des escaliers.

2. Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1) [2]

On doit vérifier : $\tau_u \leq \tau_u$

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul.

τ_u : contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration peu préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = 0.02 \text{ MPa}$$

$V_{u\max}$: L'effort tranchant ultime max.

$$\tau_u = 0.02 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

3. Vérification des contraintes à ELS :

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta A' s c (y - c') - \eta A s (d - y) = 0$$

En travée : $50y^2 - 15 \times 2.26 (13.5 - y) = 0 \rightarrow y = 2.70 \text{ cm}$

Sur appui : $50y^2 - 15 \times 1.57 (13.5 - y) = 0 \rightarrow y = 2.30 \text{ cm}$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A' s c (y - d')^2 + \eta A s (d - y)^2$$

En travée : $I = 4610.196 \text{ cm}^4$

Sur appui : $I = 3359.67 \text{ cm}^4$

section	Moment ELS (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} Mpa	σ _{bc} Mpa	obs
Appui	4.77	100	13.5	1.57	2.30	3359.67	3.26	15	CV
Travée	8.10	100	13.5	2.26	2.70	4610.196	4.74	15	CV

Tableau III. 27 : Vérification des contraintes à ELS.

5. Vérification de la flèche :

Conditions de non vérification de la flèche : (CBA93 B.6.5.2) [3].

$L = 4.12 \text{ m}$; $h = 18 \text{ cm}$; $M_{0 \text{ ser}} = 9.54 \text{ KN.m}$; $M_t = 8.10 \text{ KN.m}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{412} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{18}{412} = 0.043 < \frac{8.10}{10 \times 9.54} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{100 \times 13.5} = 0.0016 > \frac{4.2}{500} = 0.0084 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$\Delta f_t \leq f$ Avec :

$$f = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour } L \geq 5 \text{ m}$$

$$f = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$f = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols } L \leq 2 \text{ m}$$

Dans notre cas :

$$L = 4.12 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4.12}{500} = 0.008 = 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de flèche total (Δf_t) : (CBA93 6.5.2) , :**

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

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{ML^2}{10EI_{fi}} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{ML^2}{10E_{vi}I_{fv}} \text{ (flèche différée)}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_{iu}} \text{ (Moment d'inertie fictif instantanée).}$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa (Module d'élasticité instantanée)}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa (Module d'élasticité différée)}$$

➤ **Position de l'axe nature**

$$Y = 2.70 \text{ cm.}$$

$$I = 4610.196 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

(Moment d'inertie de la section homogène par rapport à centre de gravité y_g)

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bd + 15A_s} = 12.03 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 89655.48 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} ; \text{ dans notre cas } b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.26}{100 \times 13.5} = \mathbf{0.0016} \quad , \text{ (% taux d'Armature)}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{100}{100}\right) 0.0016} = \mathbf{13.125} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \times 13.125 = \mathbf{5.25}$$

$$u = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{15.M(d-y)}{I} \text{ (Contrainte dans l'acier)}$$

➤ Calcul le moment fléchissant à ELS :

- Calcul de (**f_{gv}** et **f_{gi}**) dus par la charge permanente : G

$$\text{Palier G} = 6.08 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \text{paillasse G} = 8.55 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad M_0 = \frac{q e q l^2}{8} \quad ; \quad q_{eq} = \frac{q_{pa} \times l_{pa} + q_{ps} \times l_{ps}}{l_{ps} + l_{pa}}$$

$$M_0 = \mathbf{22.15 \text{ KN.m}} \quad ; \quad M_{ser} = 22.15 \times 0.85 = \mathbf{18.82 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 18.82 \times 10^6 (135 - 27.0)}{4610.196 \times 10^4} = \mathbf{661.32 \text{ Mpa}}$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0016 \times 661.32 + 2.1} = \mathbf{0.41}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{89655.48}{1 + 13.125 \times 0.41} = \mathbf{15454.81 \text{ cm}^4} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1 \frac{89655.48}{1 + 5.25 \times 0.41} = \mathbf{31283.43 \text{ cm}^4}$$

$$f_{gi} = \frac{M L^2}{10 E I f_i} = \frac{18.82 \times (4.12 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164,20 \times 15454.81 \times 10^4} = \mathbf{6.42 \text{ mm}} \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M L^2}{10 E I f_v} = \frac{18.82 \times (4.12 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 10818,87 \times 31283.43 \times 10^4} = \mathbf{9.43 \text{ mm}}$$

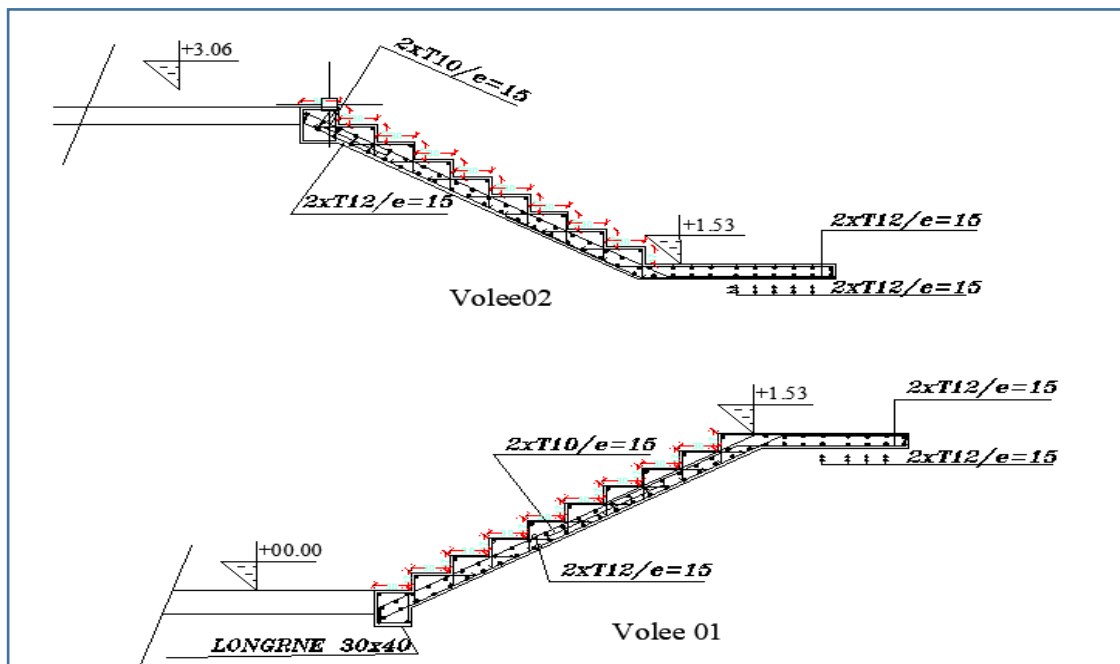


Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.3. Acrotère :**III.3.1. Définition :**

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul s'effectue en flexion composée pour une bande de 1ml et sous une charge permanente représentant le poids propre de la console et une charge d'exploitation de 100 kg/m² due au poids de la main courante.

III.3.2. Evaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 2.38 \text{ KN/ml}$

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

III.3.3. Vérification au séisme

D'après le RPA 2024 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \cdot W_p$$

Il faut que : $F_{pk} < 1.5 Q$

Avec :

F_{pk} : forces horizontales de calcul agissant sur l'acrotère

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))

La structure est installée dans une zone II avec groupe d'usage 2.

Donc : **A = 0.10**

- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))

➤ $I=1$

- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))

➤ $S=1.55$

- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))

➤ $C_p=0.8$

- W_p : Poids de l'élément considéré

➤ $W_p=2.38 \text{ KN/ml}$

- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

➤ $H=18.36\text{m}$

- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

➤ $H_z = 0.6\text{m}$

$$F_{pk} = (0.10 \times 1 \times 1.55) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3(0.6)}{18.36}\right) \times 2.38 = 0.32 \text{ KN} < 1.5Q \dots \dots \text{cv}$$

III.3.4. Calcul des sollicitations : [8]

➤ Etat limite ultime (E.L.U)

G : effort qui stabilise l'acrotère donc il n'y a pas de majoration de la charge permanente.

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2.38 = 3.21 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant dû à Q : $T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

- Effort normal de compression dû à G : $N_s = G = 2.38 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant dû à Q : $T_s = Q = 1 \text{ KN}$

III.3.5. Calcul de Ferrailage : [8]

➤ Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande unitaire c'est-à-dire de 1m de largeur.

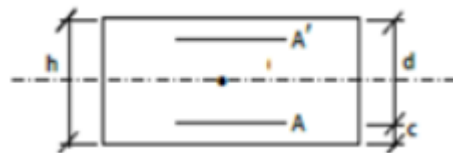
➤ La fissuration est considérée comme préjudiciable, en plus l'élément est exposé aux intempéries donc l'enrobage (c) est pris égale à 2 cm.

➤ Le calcul consiste à étudier une section rectangulaire à la flexion composée.

$h = 10 \text{ cm};$

$b = 100 \text{ cm};$

$d = h - c = 8 \text{ cm}.$



➤ Calcul d'excentricité

Selon l'article A.4.3.5CBA93 [3]., on adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

Avec ;

e_1 : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a = e_0 + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité dus aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu}$$

➤ Excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} \geq \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{0.9}{3.21} = 0.28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 = 1.7 \text{ cm}$$

$$e_0 = 28 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 1.7 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en}$$

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_{fic}) puis on se ramène à la flexion composée.

1. Calcul de flexion simple :

➤ Moment fictif (M_{fic}) :

$$M_{fic} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{fic} = 0.9 + 3.21 (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.996 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{fic} = \frac{M_{fic}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.996}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.011 \text{ (Moment réduite fictif)}$$

$$\mu_{fic} = 0.011 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ donc } (A_s' = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires})$$

$$\alpha_{fic} = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$Z_{fic} = d(1 - 0.4\alpha_{fic}) = 7.96 \text{ cm}$$

$$A_{s_{fic}} = \frac{M_{fic}}{Z_{fic} \sigma_s} = \frac{0.996 \times 10^6}{79.6 \times 434.78} = 29 \text{ mm}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures au flexion composé A_s sont :

$$A_s = A_{s_{fic}} \frac{Nu}{\sigma_s} = 29 \frac{3.21 \times 10^3}{434.78} = 22 \text{ mm}^2$$

➤ Condition de non fragilité (BAEL91 [1] A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.773 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min} ; A_{\text{scal}}) \rightarrow A_s = \max(0.773; 0.22)$$

Donc $A_s = 0.773 \text{ cm}^2$. On adopte : 4HA10 = 3.14 cm²

➤ Espacement des barres

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(3 \times 10 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

➤ Les Armatures de répartition

$$Ar = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } Ar = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement

$$St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(40 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$

2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 [1] A.5.1.1) :

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

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime de calcul.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} ; \quad \tau_u = \mathbf{0.019 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

3. Vérification des contraintes à ELS : [8]

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$ (C. B. A93 A4.5.2) [2].

Pour l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right) = \mathbf{201, 63 \text{ MPa}}$ (C. B. A A. 4.5.3.3) [2].

➤ Calcul σ_{bc} et σ_{st}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_{ser}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

I : le moment d'inertie de la section homogène réduit

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2]$$

y_{ser} : distance entre l'axe neutre et le fibre la plus comprimée (supérieur) Les données sont :

$$N_{ser} = 2.38 \text{ KN}$$

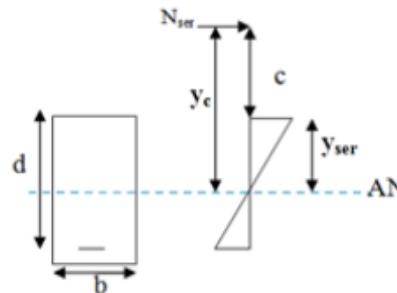
$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$(A_s)' = 0$$

$$A_s = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 8 \text{ cm}$$



➤ Détermination de y_c (distance entre le centre de pression et l'axe neutre de la section)

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on obtient :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c est la solution de l'équation

$$p = -3c^2 - 90A_s' \frac{c - d'}{b} + 90A_s \frac{d - c}{b}$$

$$q = -2c^3 - 90A_s'' \frac{(c - d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

c : distance de centre de pression à la fibre supérieure

$$c = d - e_A$$

$$e_A = d - \frac{h}{2} + e_s$$

$$\text{on a : } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.38} = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$e_A = 8 - \frac{10}{2} \cdot 25 = 28 \text{ cm}$$

$$c = 8 - 28 = -20 \text{ cm}$$

On aura :

$$P = -3(-20)^2 - 0 + 90 \times 3.14 \frac{8+20}{100} = -1120.87 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(-20)^3 - 0 - 90 \times 3.14 \frac{(8+20)^2}{100} = 18215.58 \text{ cm}^2$$

Et l'équation deviendra :

$$y_c^3 - 1120.87 y_c + 18215.58 = 0$$

La résolution de cette équation est obtenue par la méthode suivant :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (18215.58)^2 + \frac{4(-1120.87)^3}{27}$$

$$\Delta = -123184461.7 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)} = \frac{3 \times 18215.58}{2 \times (-1120.87)} \sqrt{\left(\frac{-3}{-1120.87}\right)}$$

$$\cos \varphi = -0.97 \Rightarrow \varphi = 165.93^\circ$$

$$\delta = 2\sqrt{\left(-\frac{p}{3}\right)} = 2\sqrt{\left(\frac{1120.87}{3}\right)} = 38.65$$

$$y_{c1} = \delta \cos \frac{\varphi}{3} = 38.65 \cos \frac{165.93}{3} = 22 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = \delta \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -38.52$$

$$y_{c3} = \delta \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 16.52$$

Puis :

$$y_{ser} = y_c + c$$

(Représente la distance du centre de pression à l'axe neutre a fibre supérieure de la section.)

Le calcul de y_c s'effectue dans le cas $\Delta < 0$, on choisit les trois solutions y_{c1} , y_{c2} , y_{c3} celle qui donne $0 < y_{ser} < d$

Donc on prend : $y_{c1} = 22 \text{ cm}$

$$y_{ser} = 22 - 20 = 2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2] = 1962.26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_{ser} = 0.61 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 27.52 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

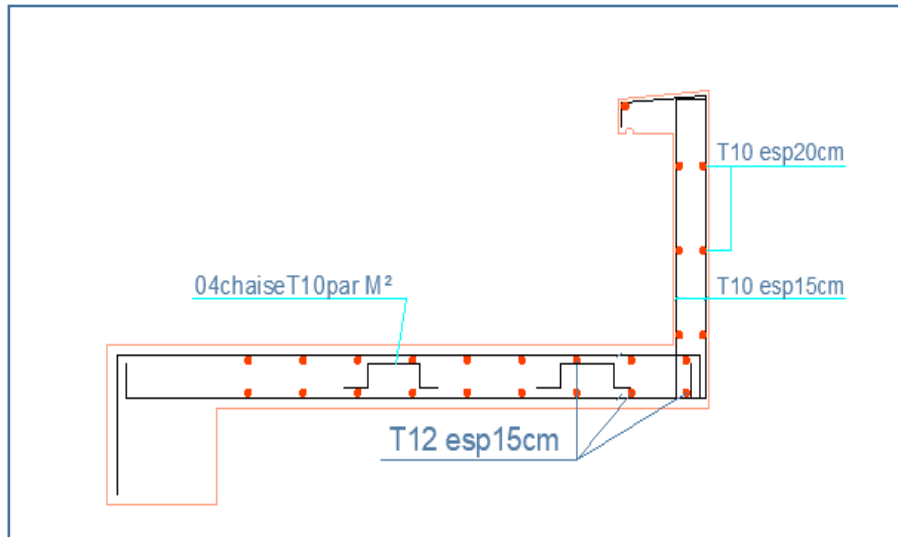


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Dalles pleines des balcons :

Le balcon est assimilé à une poutre encastrée au plancher. Il est réalisé en dalle pleine et est calculé comme un consol sous flexion simple. Le balcon est soumis à :

- Une charge permanents G (poids propre).
- Charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde –corps).
- Une charge d'exploitation Q.

Trois types de balcons sont adoptés dans notre projet. Les prochaines parties sont consacrées au calcul de ces derniers.

III.3.1. Evaluation des charges :

$$L_x = 1.75 \text{ m}$$

$$L_y = 2.42$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.75}{2.42}$$

$\rho = 0.72 > 0.4$ La dalle travaille dans les deux sens

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			1.35G+1.5Q	G + Q
Etage courant	10.16	1.5	15.96	11.66
Terrasse inaccessible	7.66	1	11.84	8.66

Tableau III. 28 : Charges et surcharges d'exploitation sur dalle pleine

III.3.2. Calcul en Etage courant :

1. Ferrailage du balcon à L'ELU :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;

$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$; $q_u = 15.96 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 11.66 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des sollicitations :

$$\rho = 0.72 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.084 \Rightarrow M_x = 4.10 \text{ KN. m} \\ \mu_y = 0.028 \Rightarrow M_y = 2.61 \text{ KN. m} \end{array} \right\} \quad \text{part interpolation}$$

• Moments en travées :

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 3.48 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.21 \text{ KN. m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_a = Max \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0.3 M_x = 1.23 \text{ KN. m} \\ M_{ay} = 0.5 M_y = 1.30 \text{ KN. m} \end{array} \right\}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 1.30 \text{ KN. m}$$

	Sens	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	Acal (cm ²)	Asmin	Aadopte	St
Travée	x-x	3.48	0.014	0.018	13.40	0.76	1.43	HA12=3.39	15
	y-y	2.21	0.004	0.005	13.47	0.22	1.2	HA12=3.39	15
Appuis	x-x	2.05	0.008	0.010	13.45	0.45	1.43	HA12=3.39	15
	y-y	1.30	0.003	0.004	13.48	0.15	1.2	HA12=3.39	15

Tableau III. 29 : Ferrailage de balcon

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 11.42 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 9.31 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 11.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3. Vérification à L'ELS :

➤ Calcul des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0.72 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.086 \Rightarrow M_x = 3.07 \text{ KN. m} \\ \mu_y = 0.0498 \Rightarrow M_y = 3.40 \text{ KN. m} \end{array} \right\} \quad \text{part interpolation}$$

• Moments en travées

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 2.60 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.89 \text{ KN. m}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0.3 M_x = 0.92 \text{ KN. m} \\ M_{ax} = 0.5 M_x = 1.54 \text{ KN. m} \end{array} \right\}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 1.7 \text{ KN. m}$$

➤ Vérification des contraintes :

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

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ _{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	2.60	3.34	6493.61	1.57	15	Cv
	y-y	2.89	3.34	6493.61	0.85	15	Cv
Appuis	x-x	1.54	3.34	6493.61	0.97	15	Cv
	y-y	1.7	3.34	6493.61	0.66	15	Cv

Tableau III. 30 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$	σ _{st} < $\overline{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	2.60	3.34	6493.61	66.36	201.63	Cv
	y-y	2.89	3.34	6493.61	30.08	201.63	Cv
Appuis	x-x	1.54	3.34	6493.61	39.85	201.63	Cv
	y-y	1.7	3.34	6493.61	20.33	201.63	Cv

Tableau III. 31 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.

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

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

Avec : h = 0.15m et L= 2.42m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.061 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.061 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.087 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{bd} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire :

Il faut que*

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 5.9 \text{mm}$$

➤ Position de l'axe nature

$$Y = 3.34 \text{cm.}$$

$$I = 6493.61 \text{cm}^4$$

➤ Calcule le moment d'inertie de la section homogène I₀

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15As.d}{bd + 15As} = 8.69 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 30985.43 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = 0.0025$$

$$\sigma_s = \frac{15.Mt(d - y)}{I} = 21.61$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4\rho\sigma_s + ft28} = 0.59$$

$$\lambda_i = \frac{0.05ft28}{\rho\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 8.4$$

$$f = 0.43 \text{ mm} \leq f = 5.9 \text{ mm}$$

donc la flèche est Vérifiée

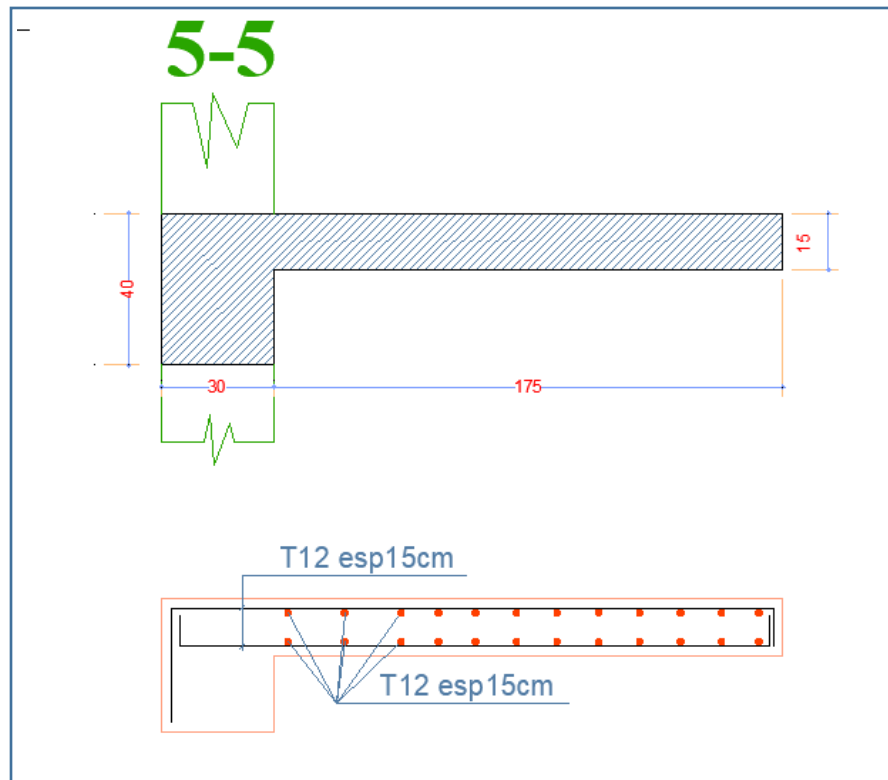


Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de balcon

III.7. Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier nécessaires afin de reprendre les différentes charges revenant aux éléments secondaires. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés conformément aux règles CBA et RPA 99 version 2024 comme auparavant détaillé.

Chapitre IV

Étude sismique

IV.1. Introduction :

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une perte d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol, plus ou moins amplifiés dans la structure, excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Par conséquent, il est nécessaire d'étudier et de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage faisant l'objet de notre projet de fin d'étude.

IV.2. Objective de l'étude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure durant la vibration libre non amortie (VLNA). Ce qui présente une tâche souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres est une tâche extrêmement complexe. L'utilisation d'un logiciel par éléments finis comme ROBOT, SAP2000 ou ETABS aboutit à une meilleure manière pour définir les caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces Sismiques :

Selon RPA 2024 le calcul de la force sismique peut être mené suivant ces trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes

IV.3.1. Méthode statique équivalente :**• Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

• Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, en outre que les conditions de hauteur énoncées en a).

• Modélisation

a) 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.

b) 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.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**• Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

• Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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.

• Modélisation :

La modélisation doit considérer divers aspects :

a) Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite 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 (Degré De Liberté) en translation horizontale.

b) 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).

c) Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) 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 (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs est calculée en considérant les sections non fissurées.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes :**• Principe de la méthode :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des Accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats.

- **Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes :**

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

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul :

- ❖ **Méthode D'analyse Modale Spectrale :**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **Zone 0** : Très faible.
- **Zone I** : Faible.
- **Zone II** : Faible a moyenne.
- **Zone III** : Moyenne.
- **Zone IV** : Moyenne a élevée.
- **Zone V & VI** : Elevée.

Dans notre cas, Djelfa se situe dans une zone de sismicité Faible a moyenne. (**Zone II**)

- ❖ **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et sociale.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2).

Le calcul de la force sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA2024 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- ❑ Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel ROBOT 2014 ;
- ❑ Définition des différentes charges statiques G et Q ;
- ❑ Définition des charges dynamiques spectrales E_x , E_y ;
- ❑ Calculs et vérifications selon le BAEL.99 et le (RPA2024D.T.R - B.C.2.48),.

IV.4. Modélisation de la structure :

IV.4.1. Introduction :

En utilisant un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis 'ROBOT 2014, le modèle de calcul a été établi comme suit :

- ❑ Les poteaux et les poutres sont assimilés à des éléments **Frames**.
- ❑ Les caractéristiques géométriques et mécaniques telles que identifiées ci-dessus et dont les dimensions tabulées ci-après sont introduites en utilisant le pré - processeur du logiciel de calcul ROBOT 2014 ;
- ❑ La structure est supposée encastree au niveau bas ;
- ❑ La concentration des masses dynamiques à été faite en chaque nœud de la structure (Différentes nœuds des dalles) ;
- ❑ Les charges et surcharges ont été appliquées sur poutres porteuses, qui à leurs tours cheminent les efforts aux poteaux.

➤ Définition de la structure :

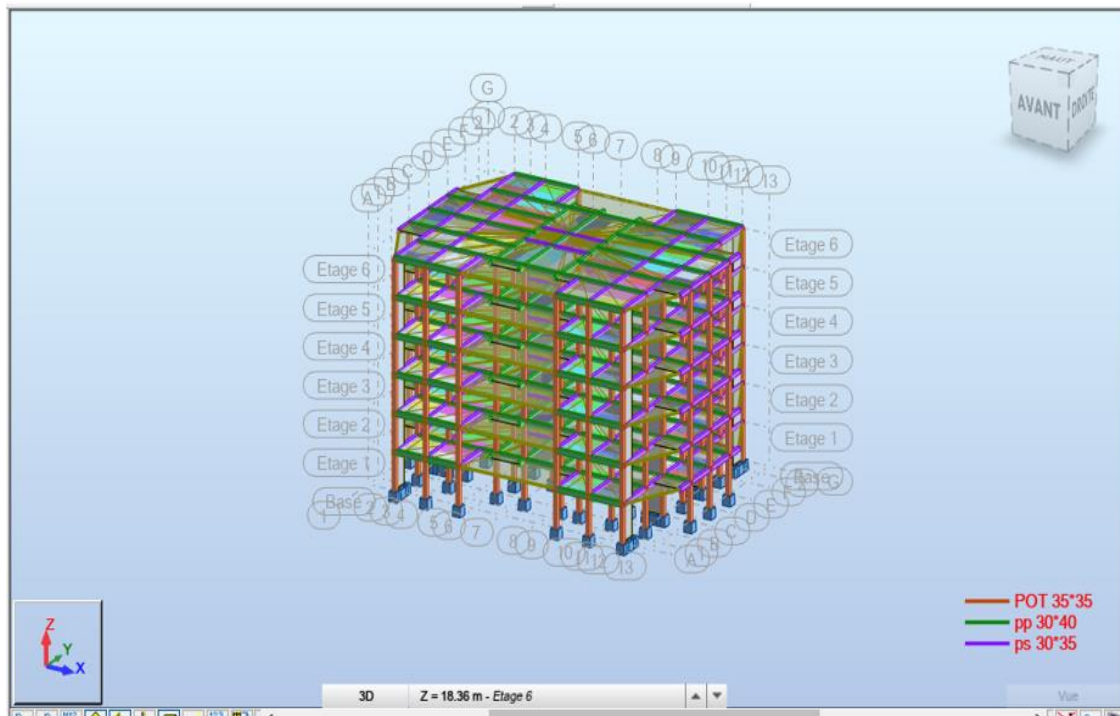


Figure IV. 1 : Vue globale de la structure (BLOC A 3D)

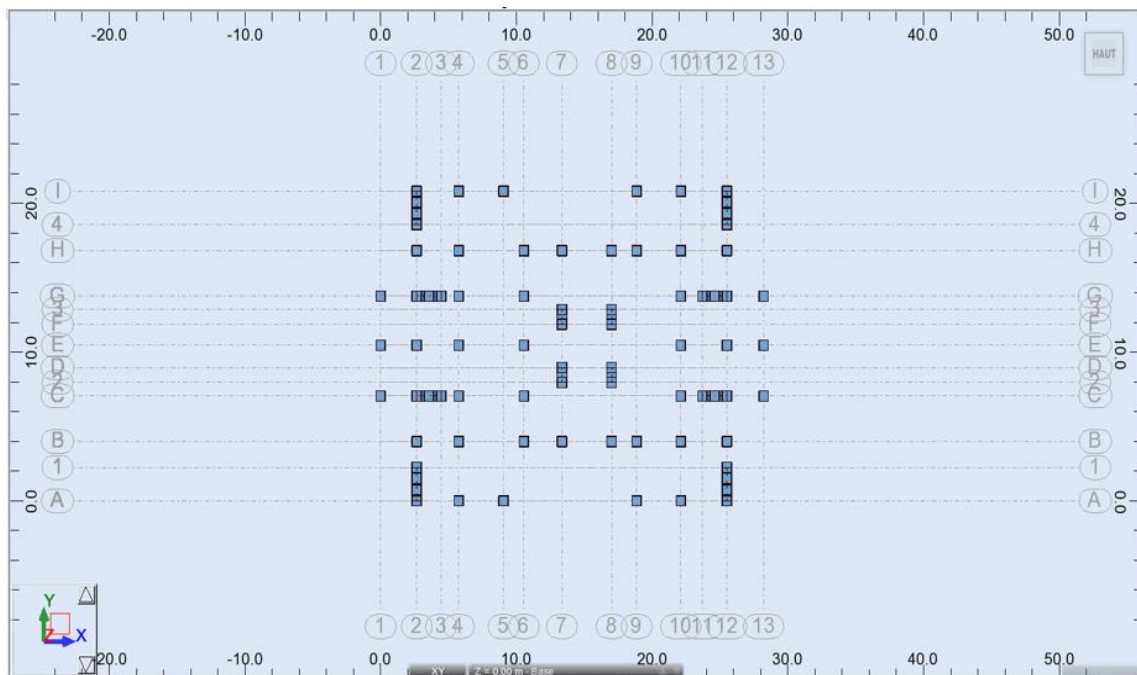


Figure IV. 2 : Vue en plan NIV +0.00

IV.4.2. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024 :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{0.85} : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ \mathbf{1} : \text{autrement.} \end{array} \right\}$$

W : Poids total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; n \text{ étant le nombre de niveaux .}$$

Où :

W_i = **W_{Gi}** + **$\psi \cdot W_{Qi}$** , pour tout niveau i de la structure ;

Où : (**ψ** =0.2).

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0.30
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	
2b	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i .

IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\text{Tempirique} = CT \cdot (hN)^{3/4}$$

avec :

- **Tempirique [unité en s]** : période fondamentale
- **hN [unité en m]**: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- **CT** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Cas	Système de contreventement	C _T
1	Ossatures spatiales en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton arme ou en acier avec remplissage, en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T**IV.4.4. Spectre de calcul :**

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si : } 0 \leq T < T_1 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{Si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où :

$\frac{s_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ;

• **R** : coefficient de comportement de la structure.

Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles

Description du système de contreventement		Valeur de <i>R</i>
A) Structures en béton arme		
1	Système à ossature	5.5 (a)
2	Système a contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 (a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 (a)
4	Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 (b)
5	Système de contreventement constitue par des voiles	4.5 (b)
6	Système à ossature a noyau ou à effet noyau	3 (b)
7	Système fonctionnant en console verticale a masses reparties prédominantes	3 (b)
8	Système en pendule inverse	2 (c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 (c)

Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R.

- **QF** : facteur de qualité

$$QF = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} Pq$$

Où :

- **Pq** : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- **i** : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Catégorie	Critère, q	Pq	
		Observe	N/observe
(a)	1.Regularite en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10

Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations Pq.

A : coefficient d'accélération de référence de zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible a moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération pour $T_r=475\text{ans}$.

I : Coefficient d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.8

Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance.

S : coefficient de site.

Spectre type 2 (Zones I, II et III)	S	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
Site: S1	1.00	0.05	0.25	1.20
Site: S2	1.30	0.05	0.30	1.20
Site : S3	1.55	0.10	0.40	1.20
Site : S4	1.80	0.10	0.50	1.20

Tableau IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III).

IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer :

D'après le RPA 2024 (article 4.3.3-a), Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Les résultats de l'analyse modale de notre projet sont présentés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
5/ 1	1.37	0.73	0.00	74.90	0.00	0.00	74.90	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 2	1.54	0.65	75.98	74.90	0.00	75.98	0.00	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 3	1.57	0.64	76.11	75.17	0.00	0.13	0.27	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 4	4.86	0.21	76.11	88.47	0.00	0.00	13.31	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 5	5.27	0.19	89.24	88.47	0.00	13.13	0.00	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 6	5.56	0.18	89.24	88.48	0.00	0.00	0.01	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 7	10.22	0.10	89.24	94.28	0.00	0.00	5.79	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 8	10.63	0.09	93.01	94.28	3.67	3.77	0.00	3.66	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 9	10.73	0.09	94.59	94.28	12.74	1.58	0.00	9.07	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 10	10.95	0.09	94.59	94.28	12.79	0.00	0.00	0.05	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 11	11.62	0.09	94.59	94.28	12.79	0.00	0.00	0.00	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 12	12.41	0.08	94.60	94.28	15.85	0.00	0.00	3.06	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 13	12.71	0.08	94.60	94.28	33.33	0.00	0.00	17.48	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 14	12.74	0.08	94.60	94.28	33.61	0.00	0.00	0.28	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 15	13.17	0.08	94.60	94.28	33.64	0.00	0.00	0.03	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 16	13.30	0.08	94.60	94.28	33.66	0.00	0.00	0.01	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 17	13.65	0.07	94.60	94.28	33.69	0.00	0.00	0.04	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 18	13.74	0.07	94.60	94.28	36.26	0.00	0.00	2.57	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 19	13.85	0.07	94.60	94.28	36.44	0.00	0.00	0.18	3077.42	3077.42	3077.42
5/ 20	13.89	0.07	94.60	94.28	38.92	0.00	0.00	2.48	3077.42	3077.42	3077.42

Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.

IV.4.6. Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.73 s.

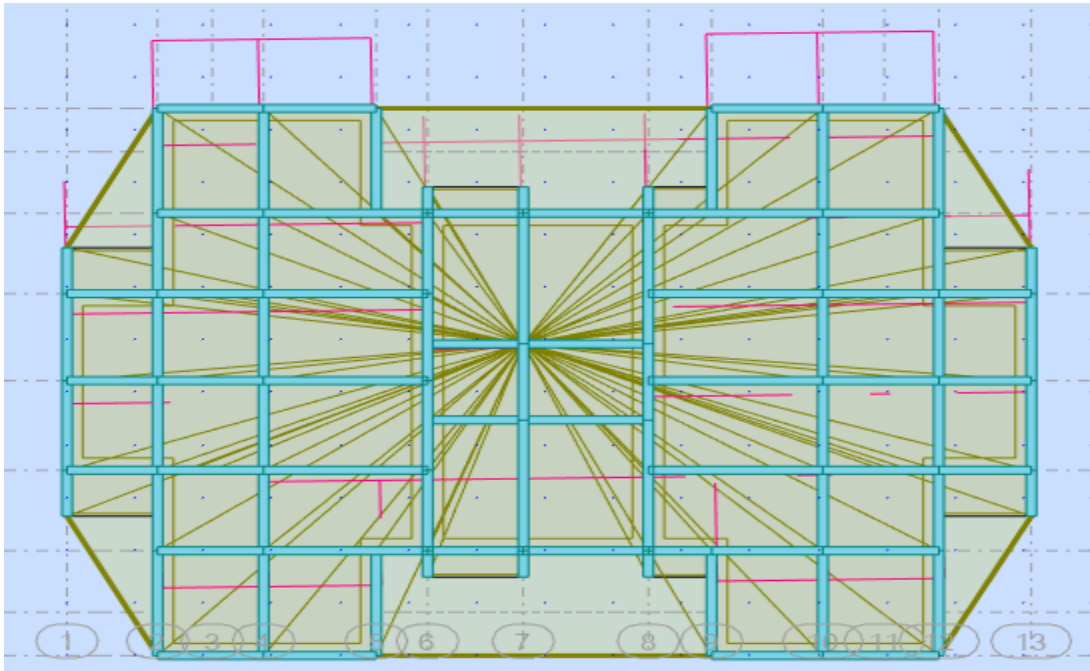


Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.65 s

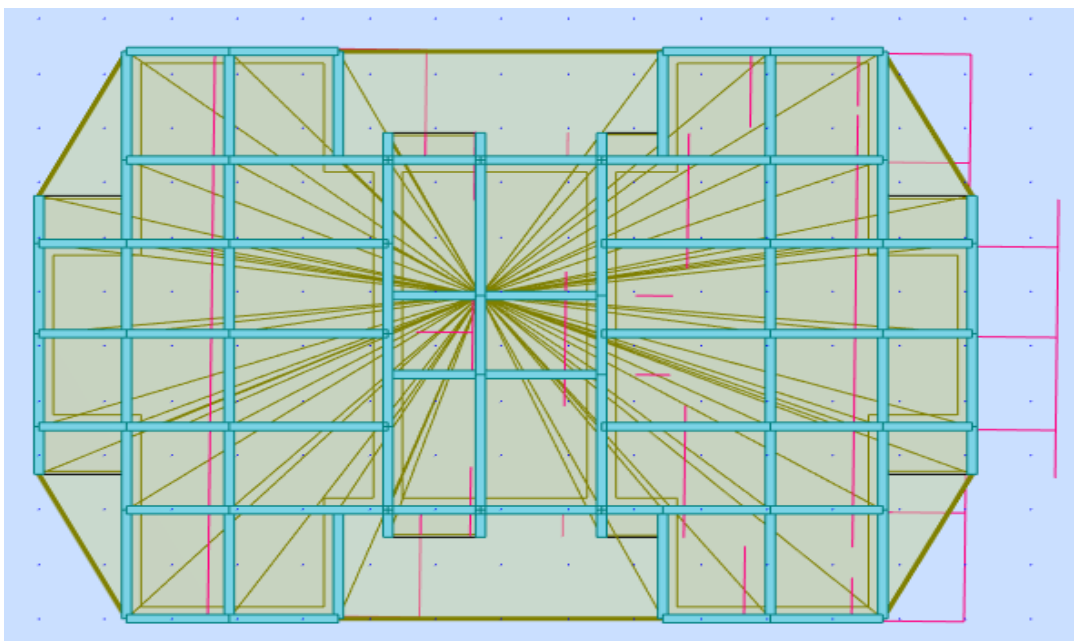


Figure IV. 4 : Translation de bâtiment selon l'axe X

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.64 s.

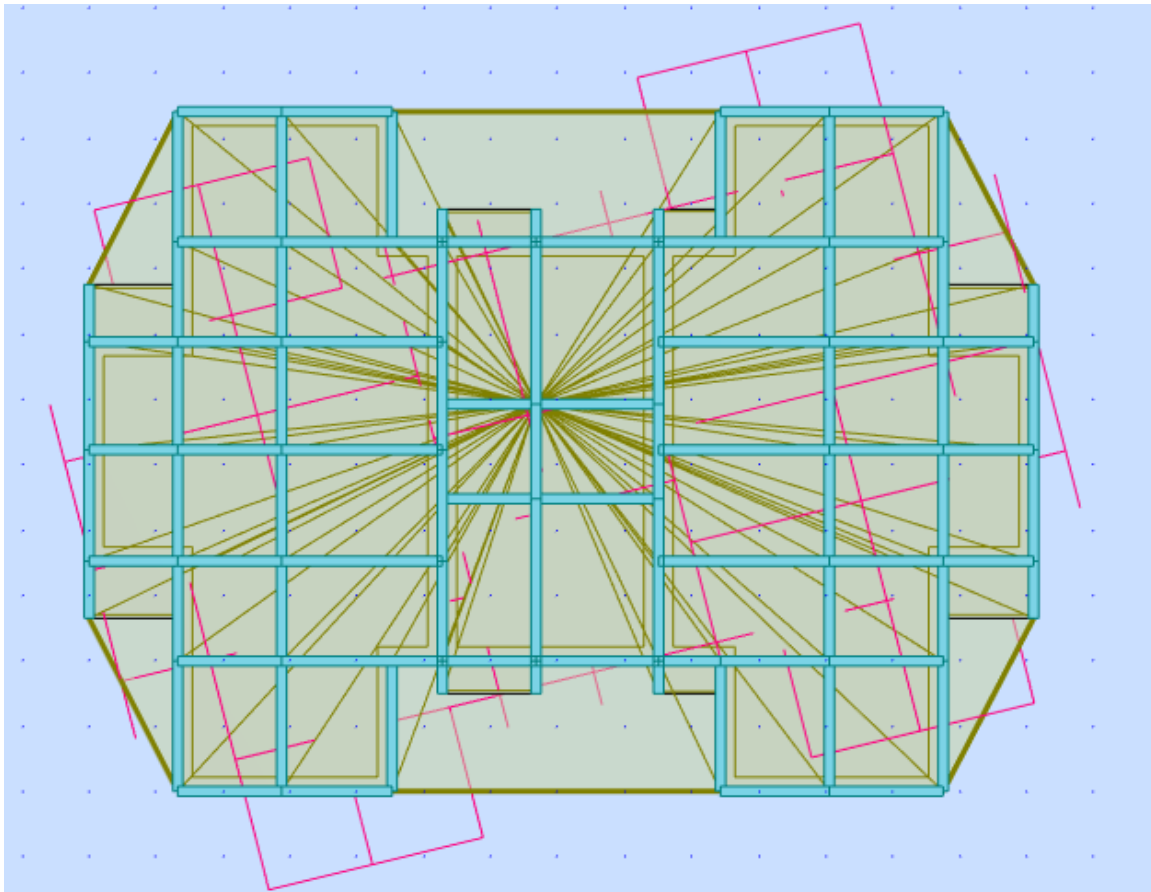


Figure IV. 5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

Portique(*)			Voiles(**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10
(*) : Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé (**) : Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques			

Tableau IV. 9 : Valeurs de ζ %

SENSXX

Mode CQC						
Somme totale	137.89	3.98	885.16	2.73	124.63	0.69
Somme réactions	136.93	0.05	0.78	8.08	1743.27	1428.84
Somme efforts	136.94	0.05	0.78	8.01	1743.35	1428.85
Vérification	273.87	0.10	1.56	16.09	3486.61	2857.68
Précision	4.63139e-02	2.10138e-02				

SENSYY

Mode CQC						
Somme totale	2.96	137.21	806.54	137.67	3.11	0.96
Somme réactions	0.06	135.19	0.03	1713.52	1.05	1921.96
Somme efforts	0.05	135.19	0.03	1713.53	1.05	1921.97
Vérification	0.11	270.38	0.06	3427.05	2.10	3843.93
Précision	4.63139e-02	2.10138e-02				

Tableau IV.10: Effort sismique

Spectre de calcul :

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité, QF

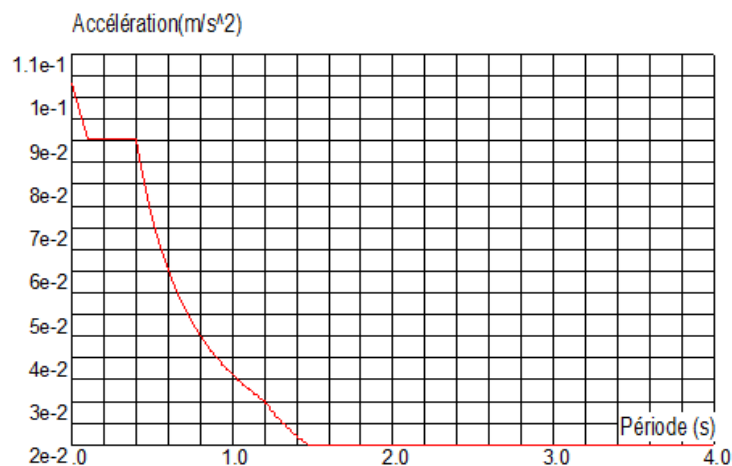


Figure IV.6 : Spectre de calcul Suivant X

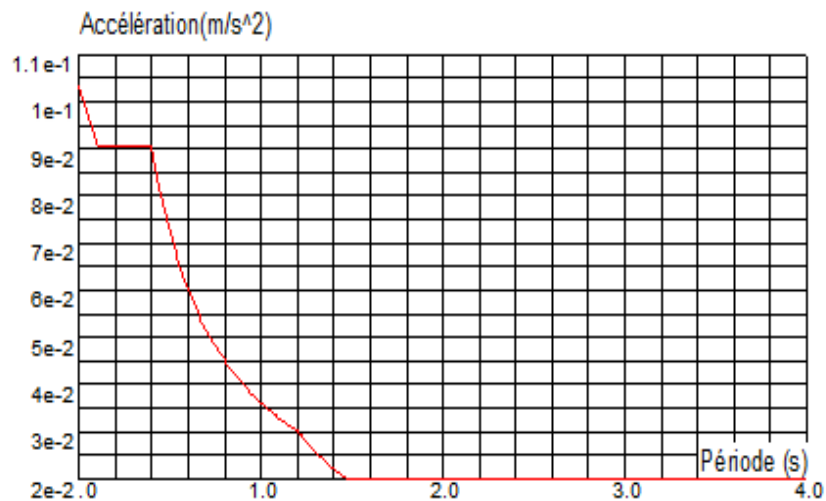


Figure IV.7 :Spectre de calcul Suivant Y

IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans cette partie il est nécessaire de signaler que l'ensemble des calculs sont réalisés selon les instructions du règlement parasismique algérien. Ainsi, les valeurs rapportées dans les tableaux par la suite, sont prélevés soit d'après les résultats de logiciel ROBOT ou d'après les calculs manuels réalisés.

$$S3 \rightarrow S=1.55 \quad ; T1 = 0.10 \text{ s} ; \quad T2 = 0.40 \text{ s} ; \quad T3 = 1.20 \text{ s}$$

$$-T_{\text{analytique}}(y)=0.73 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = CT \cdot (hN)^{3/4} = 0.05 (18.36)^{3/4}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.44 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.44 = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$0.44 \text{ s} < 0.57 \text{ s} < 0.73 \text{ s}$$

$$T0 = T_{\text{empirique}} = 0.44 \text{ s}$$

$$-T_{\text{analytique}}(x)=0.65 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = CT \cdot (hN)^{3/4} = 0.05 (18.36)^{3/4}$$

Temprique = **0.44 s**

$T = 1.3 \text{ Temprique} = 1.3 \times 0.44 = \mathbf{0.57 \text{ s}}$

Temprique < Tanalytique < 1.3 Temprique

$0.44 \text{ s} < 0.57 \text{ s} < 0.65 \text{ s}$

$T_0 = \text{Temprique} = \mathbf{0.44 \text{ s}}$

IV.5.1. Calcul de la force sismique totale :

λ : Coefficient de correction :

$\lambda = 0.85 \rightarrow T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveau

$\lambda = \mathbf{0.85} \rightarrow 0.44 \text{ s} < 2 \times 0.40 = 1.2 \text{ s}$

$W_i = WGi + \psi \cdot WQi$

Selon la combinaison $G + 0.2 Q$ on a :

$W = 30179.20 \text{ KN}$ (Robot Structural Analyses)

$T_2 \leq T < T_3 : \frac{S_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot [2.5 \frac{QF}{R}] \cdot [\frac{T^2}{T}]$

$A = 0.10$; $I = 1$; $S = 1.55$

$QF = 1.05$; $R = 4.5$

$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.10 \times 1 \times 1.55 \times [2.5 \frac{1.05}{4.5}] \cdot [\frac{0.40}{0.57}] = 0.063$

$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T) \cdot W = 0.85 \times 0.063 \times 30179.20$

$\rightarrow V = 1616.10 \text{ KN}$

IV.5.2. Vérification des résultats vis-à-vis de l'RPA2024 :

Direction	0.8 V statique (KN)	V dynamique (KN)	Constatacion
Sens x	1292.88	1342.88	Condition vérifié
Sens y	1292.88	1325.76	Condition vérifié

Tableau IV.11 : La force sismique V dynamique à la base.

IV.5.3. Centre de masse et centre de torsion et l'excentricité :

$$X_G = \frac{\sum W_{ixi}}{\sum w_i} \quad Y_G = \frac{\sum W_{iyi}}{\sum w_i} \quad ; \quad X_R = \frac{\sum R_{yixi}}{\sum R_{yi}} \quad Y_R = \frac{\sum R_{xiyi}}{\sum R_{xi}}$$

Centre de masse	
$X_G=14.04\text{m}$	$Y_G=10.55$
Centre de torsion	
$X_R=14.02\text{m}$	$Y_R=10.55\text{m}$
l'excentricité.	
$e_{0x}=0.03$	$e_{0y}=0.00$

Tableau IV. 12 : Centre de masse et centre de torsion et l'excentricité de la structure.

IV.5.4. Résistance des Poteaux a l'effort réduit vérification :

$$RPA2024 : \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.35$$

Niveau RDC

Comb	a (cm)	b (cm)	Fc28 (Mpa)	Nd (t)	V	V<=0.35
G+psiQ+E1	35	35	25	83.87	0.29	oui
G+psiQ-0.3E1	35	35	25	83.12	0.30	oui
G+psiQ+E2	35	35	25	82.31	0.28	oui
G+psiQ-0.3E2	35	35	25	72.24	0.27	oui
G+psiQ+E1	35	35	25	76.63	0.29	oui
G+psiQ-0.3E1	35	35	25	79.77	0.30	oui
G+psiQ+E2	35	35	25	74.53	0.28	oui
G+psiQ-0.3E2	35	35	25	83	0.27	oui

Tableau IV. 13 :Vérification effort normal

IV.5.5. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés , réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k , données dans le Tableau:

$$vA.\Delta_k \leq \Delta_k$$

Type de Structure	Déplacement limite: Δ_k
Bâtiments en Acier	0.0200hk
Bâtiments en Béton Armé	0.0150hK
Bâtiment en PAF	0.0100hk
Bâtiments en Bois	0.0150hk
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100hk

Tableau IV. 14: Valeurs limites des déplacements inter-étages

		Justification de non-effondrement :									
		DIRECTION X					DIRECTION Y				
Etage	H(m)	R/Qf	dr UX(cm)	Δ_x (cm)	Δ -(cm)	Condition X	R/Qf	dr UY(cm)	Δ_y (cm)	Δ -(cm)	Condition Y
1	3.06	4.29	0.100	0.429	4.590	OK	4.29	0.100	0.429	4.590	OK
2	3.06	4.29	0.200	0.857	4.590	OK	4.29	0.200	0.857	4.590	OK
3	3.06	4.29	0.200	0.857	4.590	OK	4.29	0.200	0.857	4.590	OK
4	3.06	4.29	0.200	0.857	4.590	OK	4.29	0.200	0.857	4.590	OK
5	3.06	4.29	0.100	0.429	4.590	OK	4.29	0.200	0.857	4.590	OK
6	3.06	4.29	0.100	0.429	4.590	OK	4.29	0.100	0.429	4.590	OK

Justification de limitation des dommages			Δ -(cm)= 0.005hk		
DIRECTION X			DIRECTION Y		
$VA.\Delta_x$	Δ -(cm)	Condition X	$VA.\Delta_y$	Δ -(cm)	Condition Y
0.214	1.530	OK	0.214	1.530	OK
0.429	1.530	OK	0.429	1.530	OK
0.429	1.530	OK	0.429	1.530	OK
0.429	1.530	OK	0.429	1.530	OK
0.214	1.530	OK	0.429	1.530	OK
0.214	1.530	OK	0.214	1.530	OK

Tableau IV. 15: Justification de non-effondrement et de limitation des dommages

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]
6/ 1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.00	0.00	0.1	0.0	0.1	0.0
6/ 2	0.2	0.0	0.2	0.0	0.00	0.00	0.2	0.0	0.2	0.0
6/ 3	0.4	0.0	0.2	0.0	0.00	0.00	0.4	0.0	0.4	0.0
6/ 4	0.6	0.0	0.2	0.0	0.00	0.00	0.6	0.0	0.5	0.0
6/ 5	0.7	0.0	0.1	0.0	0.00	0.00	0.7	0.1	0.7	0.0
6/ 6	0.8	0.0	0.1	0.0	0.00	0.00	0.8	0.1	0.8	0.0

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]
7/ 1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.00	0.00	0.0	0.1	0.0	0.1
7/ 2	0.0	0.3	0.0	0.2	0.00	0.00	0.0	0.3	0.0	0.3
7/ 3	0.0	0.5	0.0	0.2	0.00	0.00	0.0	0.5	0.0	0.4
7/ 4	0.0	0.7	0.0	0.2	0.00	0.00	0.1	0.7	0.0	0.6
7/ 5	0.0	0.8	0.0	0.2	0.00	0.00	0.1	0.9	0.0	0.8
7/ 6	0.0	1.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.1	1.1	0.0	0.9

Tableau IV. 16:déplacements latéraux inters étages

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA 2024 est vérifiée.

IV.5.6. Vérification de l'effet de P-Delta :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \dots \dots \text{RPA2024}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k: Hauteur de l'étage K.

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur

égal à : $\frac{1}{1-\theta}$

- Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Etag	W (KN)	H (m)	DIRECTION X						DIRECTION Y					
			R/Qf	Δx (cm)	Vx (KN)	θx	Condition X	$1/(1-\theta x)$	R/Qf	Δy (cm)	Vy (KN)	θy	Condition Y	$1/(1-\theta y)$
1	30179.20	3.06	4.29	0.429	1342.88	0.0315	OK	0.00	4.29	0.429	1325.76	0.0319	OK	0.00
2	24844.95	3.06	4.29	0.857	1273.15	0.0547	OK	0.00	4.29	0.857	1252.75	0.0558	OK	0.00
3	19845.57	3.06	4.29	0.857	1137.11	0.0489	OK	0.00	4.29	0.857	1115.38	0.0488	OK	0.00
4	14840.19	3.06	4.29	0.857	958.43	0.0435	OK	0.00	4.29	0.857	942.28	0.0441	OK	0.00
5	9755.01	3.06	4.29	0.429	721.88	0.0189	OK	0.00	4.29	0.857	722.36	0.0378	OK	0.00
6	4673.13	3.06	4.29	0.429	529.03	0.0124	OK	0.00	4.29	0.429	588.54	0.0111	OK	0.00

Tableau IV. 17: Vérification à l'effet P- Δ

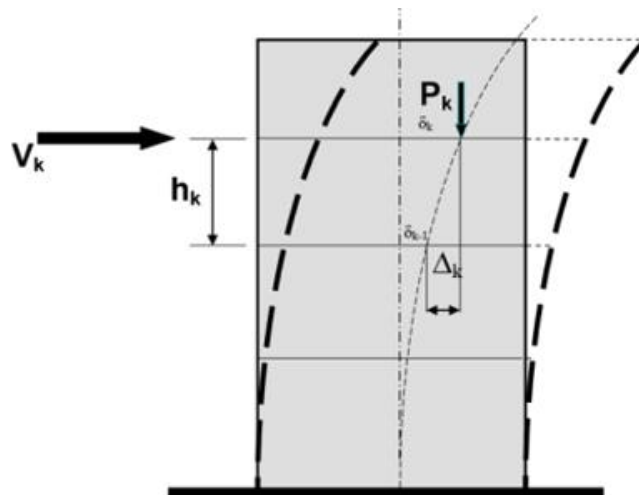


Figure IV.8 : Effet P- Δ

V.5.7. Vérification de l'effort tranchant :

Etag	Poids	Hauteur	Σ Poids	Déplacement		Voiles de contreventement		Poteaux	
	W [KN]	H [m]	Fz [KN]	drUX [cm]	drUY [cm]	Tx [KN]	Ty [KN]	Tx [KN]	Ty [KN]
1	518.80	3.06	30179.20	0.100	0.100	860.54	857.28	482.34	468.48
2	509.79	3.06	24844.95	0.200	0.200	547.86	596.99	725.29	655.76
3	510.41	3.06	19845.57	0.200	0.200	367.86	395.11	769.25	720.27
4	518.54	3.06	14840.19	0.200	0.200	256.92	267.91	699.51	674.37
5	518.21	3.06	9755.01	0.100	0.200	158.14	162.90	563.74	559.46
6	501.67	3.06	4673.13	0.1	0.1	57.32	79.89	471.71	508.65

Tableau IV. 18: Vérification de l'effort tranchant

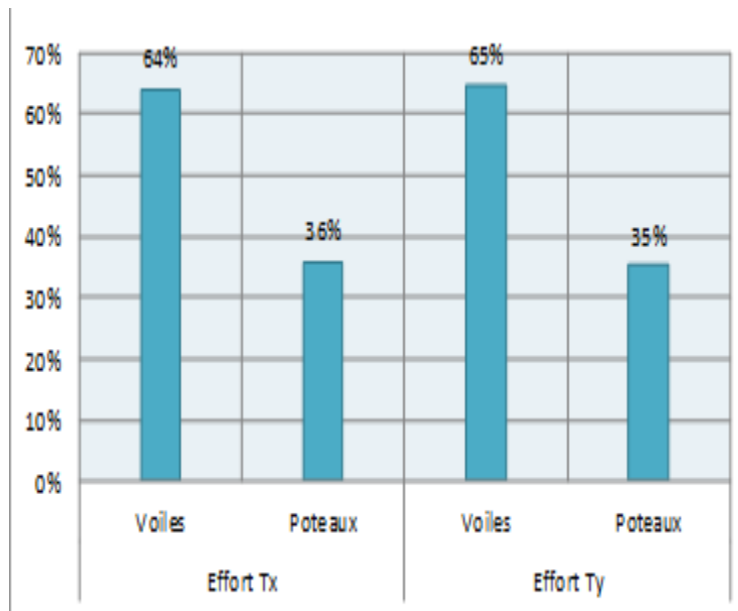


Figure IV.9 : Distribution de l'effort tranchant

IV.5.8. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

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 dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale.

Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales:

Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême.

Etag	H (m)	DIRECTION X						DIRECTION Y					
		Vx (KN)	W (KN)	Xg (m)	Mrx (KN.m)	Max (KN.m)	Condition X	Vy (KN)	W (KN)	Yg (m)	Mry (KN.m)	Msy (KN.m)	Condition Y
1	3.06	1342.88	30179.20	14.12	213.37	426130.30	OK Max/Mrx = 23.36 Ks/Mrx > 1,3	1325.76	30179.20	10.44	223.41	315070.85	OK Msy/Mry = 17.31 Msy/Mry > 1,3
2	6.12	1273.15			832.56			1252.75			840.70		
3	9.18	1137.11			1658.64			1115.38			1589.06		
4	12.24	956.43			2870.89			942.28			2691.82		
5	15.30	721.88			2950.61			722.36			2047.45		
6	18.36	529.03			9712.99			588.54			10805.59		

Tableau IV. 19: Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

IV.5.9. Justification vis-à-vis la résistance des planchers :

Les diaphragmes et les entretoisements, dans les plans horizontaux, doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par Equation suivant :

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{W_i} \cdot W_{pk}$$

Ou :

Fi: Effort horizontal revenant au niveau i

Ft : La force concentrée au sommet de la structure

Fpk: Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k

Wpk : poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant une fraction d'accompagnement des charges d'exploitation

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme exprimée par Equation suivante :

$$0.35 \leq \frac{F_{pk}}{(A.I.S).W_{pk}} \leq 0.70$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaines transversaux, reliant les chainages de rive, pour assurer la distribution des forces d'ancrage. Dans les diaphragmes, des chainages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous-diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chainages transversaux.

Etag	W_{EK} (KN)	ΣW_{EK} (KN)	$F_{pk(min)}$	$F_{pk(max)}$	DIRECTION X				DIRECTION Y			
			$0,35 A.I.S.W_{EK}$	$0,70 A.I.S.W_{EK}$	ΣF_{ix}	$F_{p,ix}$	D.Design $F_{p,ix}$	Condition X	ΣF_{iy}	$F_{p,iy}$	D.Design $F_{p,iy}$	Condition Y
1	518.80	30179.20	28.14	56.29	1342.88	23.08	28.1449	OK	1325.76	22.79	28.1449	OK
2	509.79	24844.95	27.66	55.31	1273.15	26.12	27.6561	OK	1252.75	25.70	27.6561	OK
3	510.41	19845.57	27.69	55.38	1137.11	29.25	29.2454	OK	1115.38	28.69	28.6866	OK
4	518.54	14840.19	28.13	56.26	956.43	33.42	33.4192	OK	942.28	32.92	32.9248	OK
5	518.21	9755.01	28.11	56.23	721.88	38.35	38.3480	OK	722.36	38.37	38.3735	OK
6	501.67	4673.13	27.22	54.44	529.03	56.79	56.8	OK	588.54	63.18	63.1810	OK

Tableau IV. 20: Justification vis-à-vis la résistance des planchers

IV.5.10.Diaphragme Rigide ou Flexible :

Modélisation et méthodes de calcul

1. Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage .

2. Le diaphragme est considéré comme rigide si ses déplacements horizontaux, en tenant compte de sa flexibilité, restent, en tous points, inférieurs de 10% aux déplacements horizontaux résultant de l'hypothèse de diaphragme rigide.

3. Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent DTR, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est, alors, fait recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse .

U_{xy} (Diaphragme flexible) $\leq U_{xy} + 10\%$ (Diaphragme rigide)... Diaphragme rigide

U_{xy} (Diaphragme flexible) $\geq U_{xy} + 10\%$ (Diaphragme rigide)... Diaphragme flexible

Etag	H (m)	AVEC DIAPHRAGME		SANS DIAPHRAGME		ΔU_x (%)	ΔU_y (%)	DIAPHRAGME
		U_x (cm)	U_y (cm)	U_x (cm)	U_y (cm)			
1	3.06	0.100	0.100	0.100	0.100	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME REGIDE
2	3.06	0.200	0.300	0.200	0.300	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME REGIDE
3	3.06	0.400	0.500	0.400	0.500	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME REGIDE
4	3.06	0.600	0.700	0.600	0.700	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME REGIDE
5	3.06	0.700	0.900	0.700	0.900	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME REGIDE
6	3.06	0.8	1	0.8	1	0.00%	0.00%	DIAPHRAGME REGIDE

Tableau IV. 21: Diaphragme Rigide ou Flexible

IV.5.11. Système à ossature a noyau ou effet de noyau :

Système à contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y sont inférieurs au rayon de giration, l_s , du plancher,

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x \leq l_s \\ \text{et} \\ r_y \leq l_s \end{array} \right\}$$

où:

- r_x et r_y représentent, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y.
- l_s Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

F _x ; F _y ; M _z		1.00E+06		Ce système correspond-il à un système à ossature à noyau ou à effet de noyau (système 6) ? : NON									VERIFICATIONS $r_{x,y} \leq l_s$	
Etage	H (m)	U _x (m)	U _y (m)	R _z (Rad)	Masse (kg)	I _z (kg/m ²)	K _{Fx} (KN/m)	K _{Fy} (KN/m)	K _{Mr} (KN/Rad)	r _x (m)	r _y (m)	l _s (m)	Sens X	Sens Y
1	3.06	3.40	3.90	0.0290	444228.03	47651555.3700	294117.65	256410.26	34482758.62	11.60	10.83	10.36	C.N.V	C.N.V
2	6.12	9.30	11.10	0.0800	435223.93	45759874.7800	107526.88	90090.09	12500000.00	11.78	10.78	10.25	C.N.V	C.N.V
3	9.18	15.40	18.70	0.1350	435835.76	46525124.9600	64835.06	53475.94	7407407.41	11.77	10.88	10.33	C.N.V	C.N.V
4	12.24	20.60	25.50	0.1830	443973.10	48196849.2300	48543.69	39215.89	5464480.87	11.80	10.81	10.42	C.N.V	C.N.V
5	15.30	24.80	31.00	0.2230	443636.59	47517119.8400	40322.58	32258.06	4484304.93	11.79	10.55	10.35	C.N.V	C.N.V
6	18.36	28.10	35.30	0.2550	427100.18	42517773.3500	35587.19	28328.81	3921588.63	11.77	10.50	9.98	C.N.V	C.N.V

Tableau IV. 22 : Système à ossature a noyau ou effet de noyau

Régularité !

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a) Régularité en plan

- a1: Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- a2: A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{0x} , et e_{0y} , doivent vérifier les deux conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0x} \leq 0.30r_x \\ r_x \geq l_s \\ \text{et} \\ e_{0y} \leq 0.30r_y \\ r_y \geq l_s \end{array} \right\} \Rightarrow r_x=11.47 \quad ; \quad r_y=13.82 \quad ; \quad l_s=9.34$$

ok Vérifier

IV.7 – Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique. On peut affirmer que notre bâtiment est correctement dimensionné et capable de résister à divers chocs externes, tels que les séismes, pour autant que le ferrailage soit réalisé correctement.

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

V.1. :Introductions :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception et le calcul des structures vue leurs rôles à la reprise des différentes actions horizontales et verticales. L'étude de ces éléments porteurs (les plus sollicités), doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA VERSION 2024 ; CBA 93 ».

La détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité de ces éléments constructifs fait l'objet du présent chapitre. A savoir, la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, nécessaire au ferrailage de ces éléments est étudié par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ROBOT ».

V.2. Définitions des éléments structuraux :

Sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

• Portiques :

C'est un assemblage de poteaux et poutres.

V.2.1. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, leur rôle est de résister aux charges transmises par les planchers et de le transmettre à leur tour aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

V.2.1. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticales en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ...), et aux efforts amenés par les poutres, en les transmettent aux fondations .Ils sont sollicités en flexion composé ou compression simple.

V.3. Ferrailage des portiques :**V.3.1 Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions due aux charges spécifiées doivent satisfaire les conditions de **RPA 2024** et **BAEL 91**.

	Combinaisons fondamentales		Combinaisons accidentelles
	ELS	ELU	
Poutres	G + Q	1,35G + 1,5Q	RPA 2024 G+psiQ+Ex+0.3Ey G+psiQ+0.3Ex+Ey _G+psiQ+Ex-0.3Ey G+psiQ+0.3Ex-Ey G+psiQ-Ex+0.3Ey G+psiQ-0.3Ex+Ey G+psiQ-Ex-0.3Ey G+psiQ-0.3Ex-Ey
Poteaux	G + Q	1,35G + 1,5Q	
	BAEL 91	BAEL 91	

Tableau V.01: Les différentes combinaisons.

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : effet de séisme.

Les efforts ont été calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide de logiciel de **ROBOT**.

V.4. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments internes qui ne sont pas exposées aux intempéries, ces dernières sont sollicitées par des moments fléchissant - qui détermineront les armatures longitudinales- et des efforts tranchant - qui détermineront les armatures transversales- l'effort normal étant négligé.

Les poutres seront étudiées selon les dispositions des règles BAEL91 [1], et les exigences du RPA (version 2024) .

Elles sont ferrailées en flexion simple .

	γ_b	γ_s	θ	Fc28 (MPa)	Fbu (MPa)	Fe	σ_s (MPa)
Situation Sismique	1.2	1.00	0.85	25	21.73	500	500
Situation Durable	1.5	1.15	1.00		14.16		434.78

Tableau V.2: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

V.4.1. Sollicitations du calcul :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

• Poutre principale (30×40) :

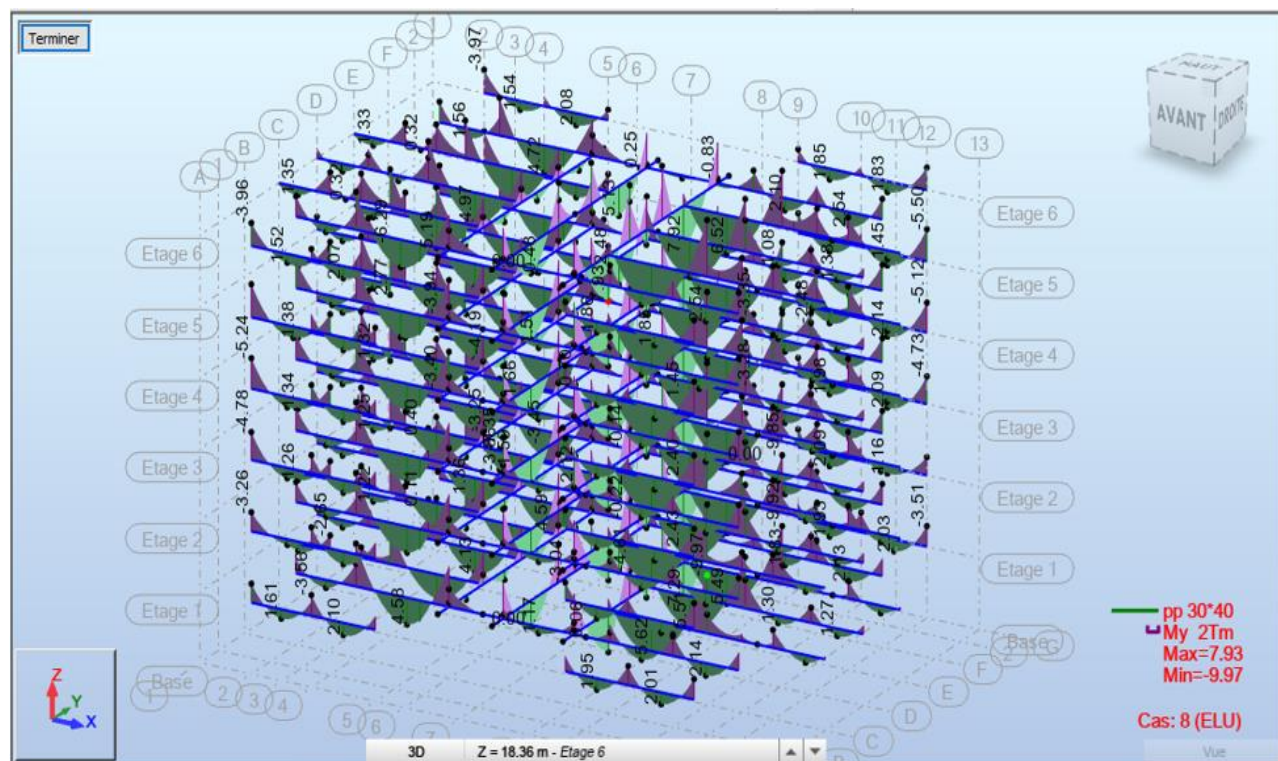


Figure V-1 :Diagramme de moment fléchissant poutre principale (30*40)

-En ELU-

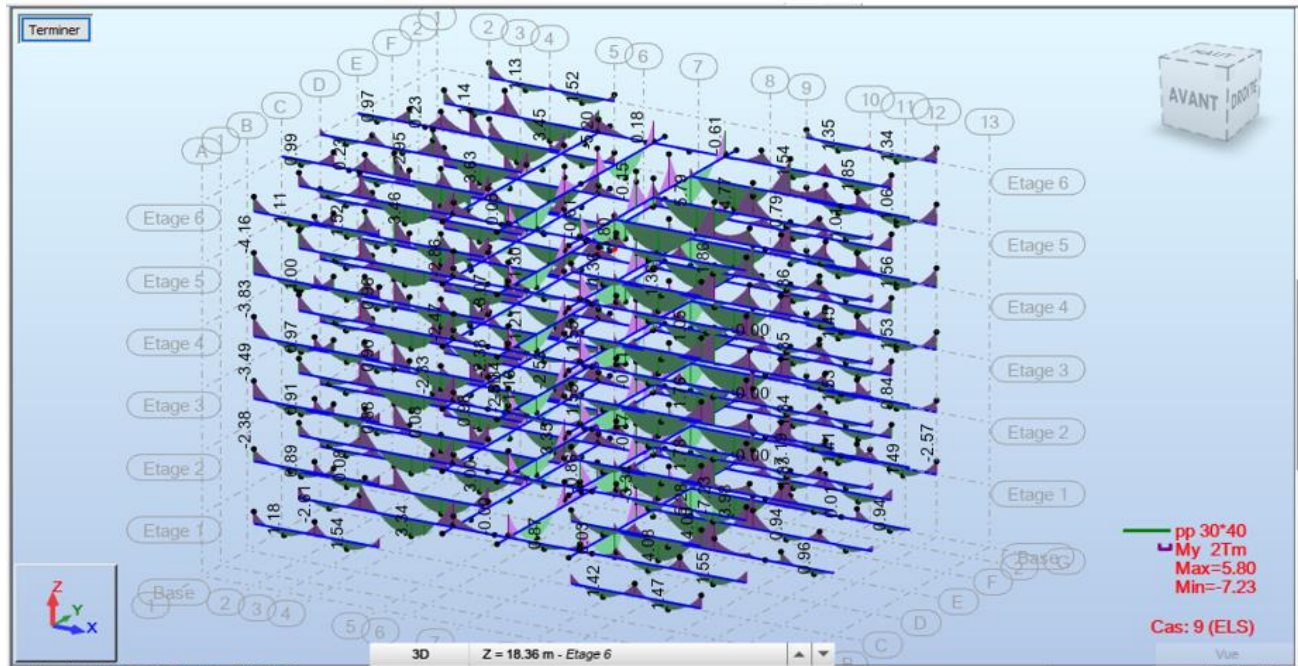


Figure V-2 :Diagramme de moment fléchissant poutre principale (30*40)

-En ELS-

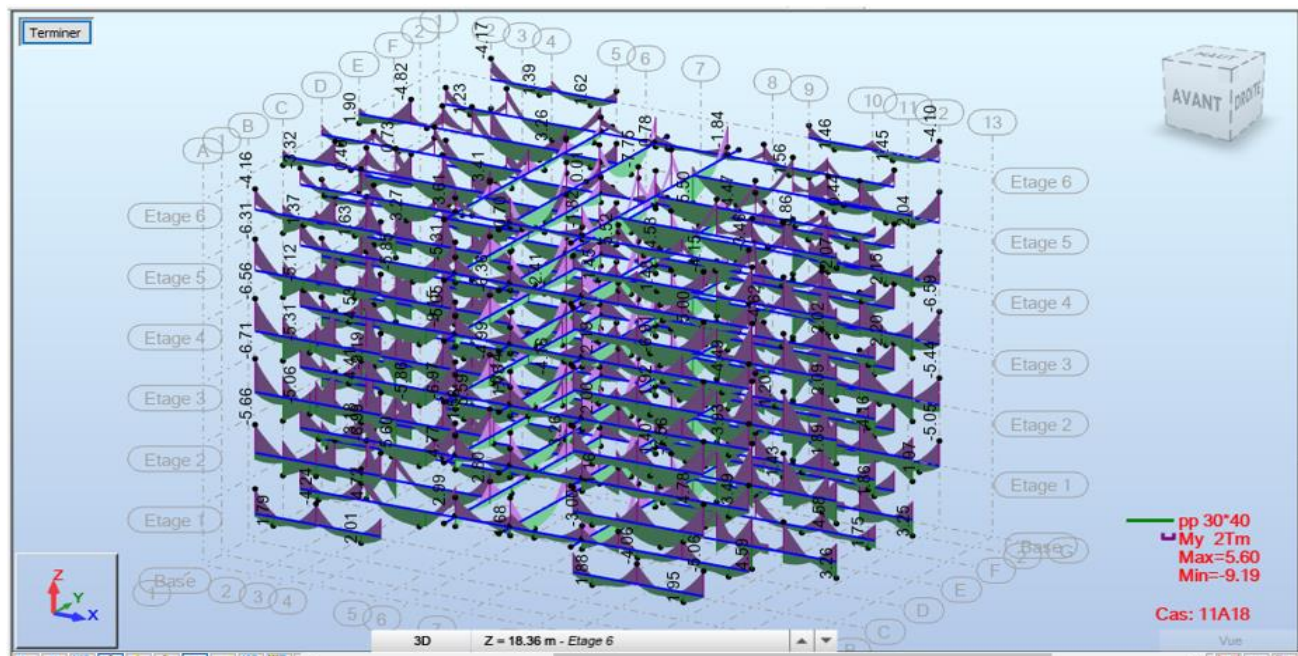


Figure V-3 :Diagramme de moment fléchissant poutre principale (30*40)

-En EL Acc-

	Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T_{max} (KN)
	M_u^t	M_s^t	M_{acc}^t	M_u^a	M_s^a	M_{acc}^a	
PP	79,3	58,0	56,0	-99,7	-72,3	-91,9	111,61

Tableau V.3: Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).

Poutre secondaire (30*35) :

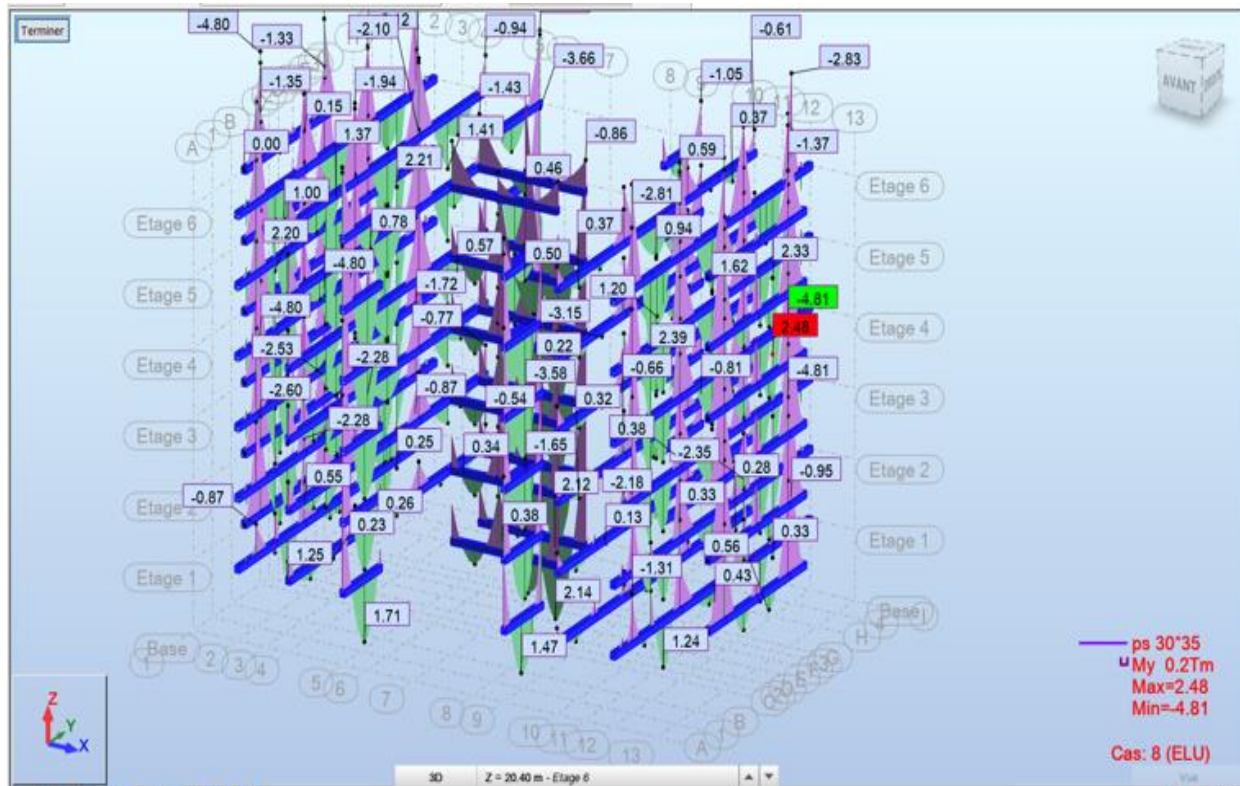


Figure V-4 :Diagramme de moment fléchissant poutre secondaire (30*35)

-En ELU-

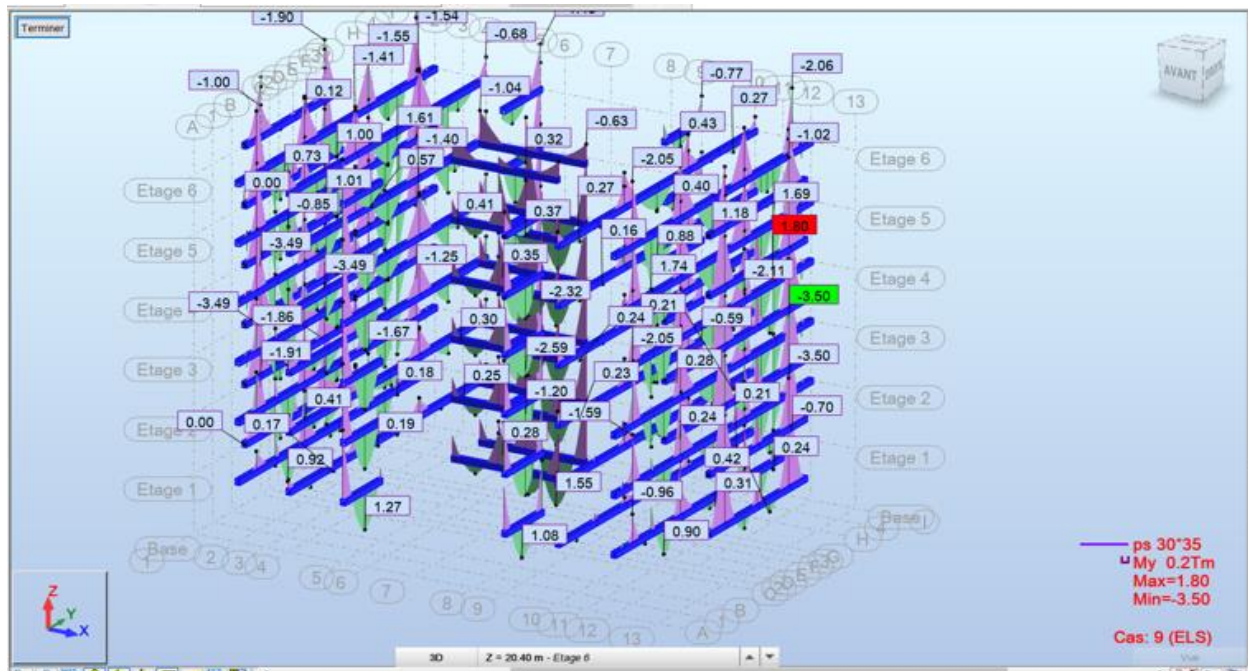


Figure V-5 :Diagramme de moment fléchissant poutre secondaire (30*35)

-En ELS-

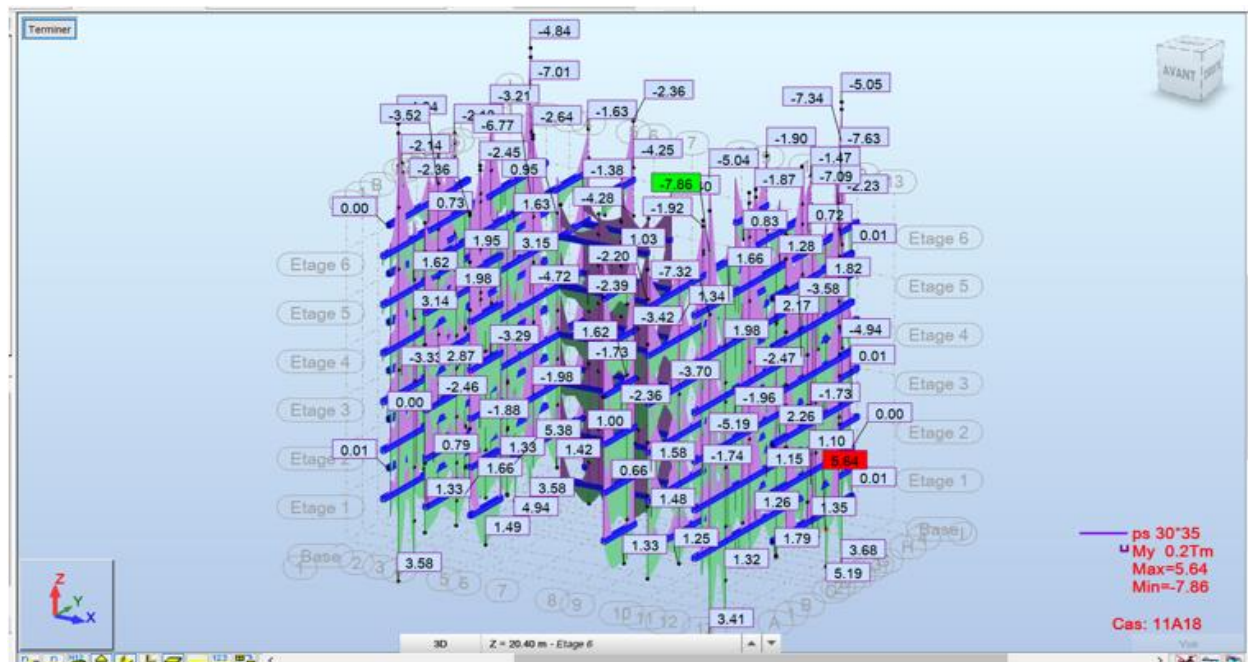


Figure V-6 :Diagramme de moment fléchissant poutre secondaire (30*35)

-En ElAcc-

	Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T _{max} (KN)
	M_u^t	M_s^t	M_{acc}^t	M_u^a	M_s^a	M_{acc}^a	
PS	22,4	16,2	54,0	-49,9	-36,0	-64,6	56,81

Tableau V. 4 : Sollicitations maximales de calcul (Poutres secondaire).

V.4.2. Recommandations du RPA99/2024 (Art 7.5.2 RPA99) [3].**V.4.2.1-Les armatures longitudinales selon (RPA 2024) :**

- a. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- b. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- ☐ 4% en zone courante.
 - ☐ 6% en zone de recouvrement.
 - ☐ La longueur minimale de recouvrement est de :

50 Ø en zone I et II et III.

60 Ø en zone IV ,V VI.

V.4.2.2- Armatures transversales :

At= 0,003. S. b.

Avec:

b : la largeur de la section.

S :espacement des armature transversales.

☐ **D'après RPA 2024 :**• **Dans les zones critiques**

$$S = \min\left(\frac{h}{2}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

h : hauteur de la poutre**Ø_t**: diamètre des armatures de confinement

$\emptyset_1$: diamètre minimal des barres longitudinales

• En dehors de la zone critique :

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

avec :

$s' = \min \left(\frac{h}{2} ; 12 \emptyset_1 \right)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

- La valeur de diamètre $\emptyset$ est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.4.3. Exemple de ferrailage :

V.4.3.1. Poutres principales :

1. En travée :

1.1-ELU : $M_u^t = 79,3 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{79,3 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,14 \leq 0,392$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,18$$

$$\beta = 0,99 ;$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{79,3 \times 10^3}{0,99 \times 36 \times 434,8} = 5,1 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

1.2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

- section rectangulaire. $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$.
- fissuration peu nuisible.
- flexion simple.
- Acier FeE 500.

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{79,3}{58,0} = 1,37$$

$$\alpha = 0,18 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculer à ELU sont maintenues.

1.3-ACC

$$M_{acc}^t = 56,0 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{56 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 17,7} = 0,08 \leq 0,392$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\beta = 0,99 ; \alpha = 0,101$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56 \times 10^3}{0,99 \times 36 \times 500} = 3,1 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures minimales imposées par RPA2024 sont :**

- $A_{RPA} = 0,5\% . b.h$
- $A_{RPA} = 0,5\% . b.h = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$
- $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$

2- En appuis :**2.1-ELU :**

$$M_u^a = 99,7 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{99,7 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,20} = 0,18 \leq 0,392$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 0,23 \quad \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{99,7 \times 10^3}{0,99 \times 36 \times 434,8} = 6,4 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6,4 \text{ cm}^2$$

2.2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

- section rectangulaire. $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$.

- fissuration peu nuisible.

- flexion simple.

- Acier FE 500 .

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{99,7}{72,3} = 1,38$$

$$\alpha = 0,23 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \text{ Condition vérifiée}$$

Condition vérifiée $\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Donc les armatures calculer à ELU sont maintenues.

2.3-ACC :

$$M_{acc}^a = 91,9 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{91,9 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 17,7} = 0,13 \leq 0,392$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 0,17 \quad \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91,9 \times 10^3}{0,99 \times 36 \times 500} = 5,1 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

V.5.Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

c- à- $d\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{56,81 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,60 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(10 ; 12 ; 30).$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Le choix : $4\phi 8 \Rightarrow A_t^{cal} = 2 \text{ cm}^2.$

V.6.Calcul de l'espacement des armatures transversales :**- D'après BAEL 91 :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)}$$

$$= \frac{0,9 \times 2 \times 235 \times (1+0)}{30 \times 1,15 \times (0,6 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 15,2 \text{ cm} \quad ; \quad K = 1$$

-flexion simple.

$$\delta_{t2} = \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(28,35 ; 40) = 28,35 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin\alpha}$$

$$= \frac{2 \times 235}{0,4 \times 30 \times 1} = 39,17 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} .$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 19,2 \text{ cm}$$

- D'après RPA 2024 :

$$*- \text{Dans la zone nodale : } \left\{ S = \min \left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l \right) \right. S = 12 \text{ cm}$$

$$*- \text{Dans la zone courant : } \begin{cases} S' \leq \frac{h}{2} \\ S' = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \end{cases} S' = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales imposées par RPA2024 :

$$A_t = 0,003 . S . b = 0,003 . 15 . 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

	Position	A_{scal} (cm ²)	$A_{RPA_{min}}$ (cm ²)	$A_{BAEI_{min}}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{sadopté}$ (cm ²)	A_{strans} (cm ²)	S' (cm) Zone nodale	S (cm) Zone courante
Poutre principale	En appui	6,40	6,00	1,04	3T12+3T12	6,78	4Ø8	10	15
	En travée	5,10	6,00	1,04	3T14+3T12	8,01	4Ø8	10	15
Poutre secondaire	En appui	4,39	5,25	0,91	6T12	6,78	4Ø8	10	15
	En travée	3,62	5,25	0,91	3T12+3T12	6,78	4Ø8	10	15

Tableau V. 2: Tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.

Le ferrailage global adopté pour les poutres soit principal ou secondaire est illustré par les figures suivantes :

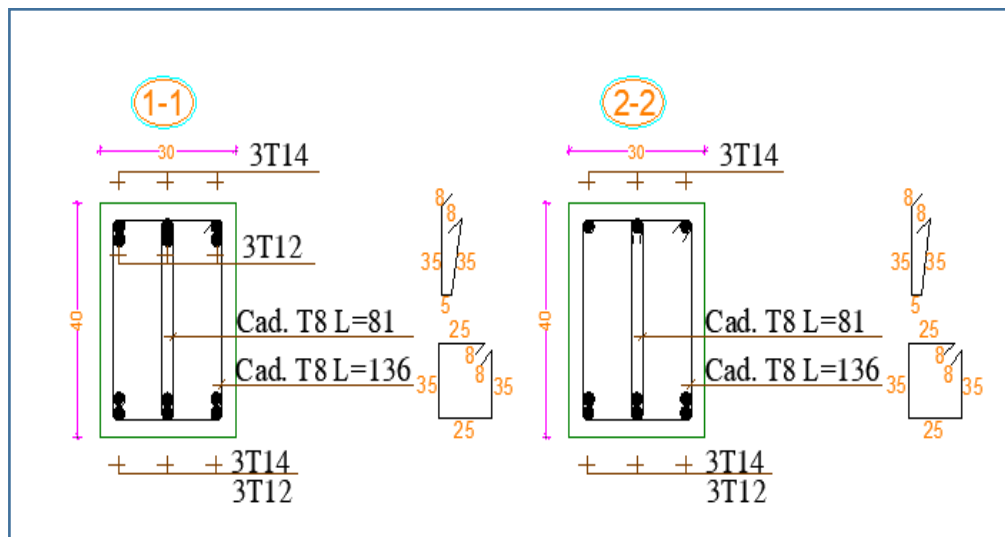


Figure V.7: Schéma de ferrailage poutres principales

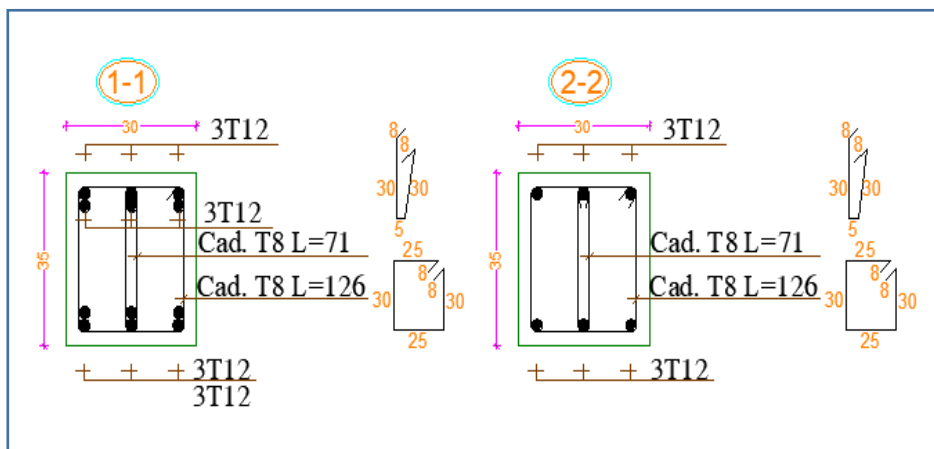


Figure V.8: Schéma de ferrailage poutres secondaires.

V.7. Ferrailage des poteaux :

V.7.1.CALCUL DES POTEAUX:35x35

La section d'armatures imposées par **RPA2024** :

1-Armatures longitudinales :

$A_{\min} = 0,8 \%$ en zone I et II.

$A_{\min} = 0,9\%$ en zone III.

$A_{\min} = 1 \%$ en zone IV,V et VI.

$A_{\max} = 4 \%$ en zone courante.

$A_{\max} = 8 \%$ en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de barres longitudinales, de diamètre ϕl , est de:
50. ϕ en zone I,II et III.
60. ϕ en zone IV,V et VI.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
20cm en zone I,II et III.
15 cm en zone IV,V et VI.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

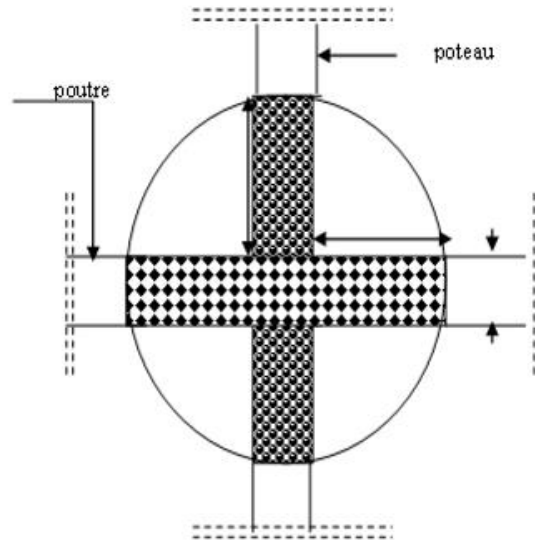


Figure V.9 : Schéma de la zone nodale

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure :

$$L_{cr} = \max\left(\frac{L_c}{6}; 1,5h_c; 60cm\right).$$

$$b_1 = 35cm.$$

$$h_1 = 35cm. \text{ La section de poteau.}$$

$$h_e = 3,06m$$

$$L_{cr} = \max\left(\frac{306}{6}; 1,5 \times 35; 60cm\right).$$

$$L_{cr} = 85cm.$$

$$L_{cr} = 85cm ; \text{ pour } h = 35cm.$$

$$L_{cr} = 2b = 70cm ; \text{ pour } b = 35cm$$

- Caractéristiques des matériaux:

Béton: $F_{c28} = 25.00 \text{ MPa}$

Acier: FeE 500MPa

Dimension de la section

b=35 cm

h=35 cm

Les Combinaisons utilisées sont :

- $1,35G+1.5Q$ (E.L.U)
- $G+Q$ (E.L.S)
- $G + 0.2Q \pm Ex \pm 0.3Ey$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3Ex \pm Ey$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez$(selon RPA99/version2024)

V.7.2.Sollicitation de calcul

	Combinaisons	Les efforts	Poteaux (35x35)
Cas 1	ELU	$N_{max}(KN)$	1235,10
		$M_{corr22}(KN. m)$	68,7
		$V_{max}(KN)$	40,87
	ELS	$N_{max}(KN)$	897,96
		$M_{corr22}(KN. m)$	50,1
Cas 2	ACC	$N_{corr}(KN)$	839,29
		$M_{max33}(KN. m)$	62,9

Tableau V.6 : Sollicitation de calcul

V.7.3. Exemple de calcul :

Nous allons détailler le calcul du poteau au niveau du RDC, de section $(35 \times 35) \text{ cm}^2$, ce dernier sera calculé comme suite :

$$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$$

V.7.4. Ferrailage longitudinal :➤ 1^{er} cas :

$$\begin{cases} N_{max} = 1235,10 \text{ KN} \\ M_{corr} = 68,7 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{68,7}{1235,10} = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{35}{12} = 2,92 \text{ cm.}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{i} \text{ Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 10,10 \text{ et } I = \frac{b \times h^3}{12} = 125052,1 \text{ cm}^4, B = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{214,2}{10,10} \Rightarrow \lambda = 73,35$$

$$\lambda = 73,35 > 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ et } Nu = 1235,10 \text{ KN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{1235,10 \times 10^3}{0,28} - \frac{1225 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{1,15}{500 \times 100} \right] = -84,73 \text{ cm}^2$$

$A_u = -84,73 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

D'après la combinaison fondamentale la section du poteau n'a pas besoin d'armature.

Tableaux récapitulatifs de ferrailage des sections des poteaux à l'aide de « robot » :

▪ **Section minimal :**→ **Selon le BAEL :**

$$\rightarrow A_{min} = \max \left(\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right) = \max \left(\frac{0,2 \cdot 35 \cdot 35}{100}; \frac{8 \cdot (35+35)}{100} \right) \rightarrow A_{min} = 5,6 \text{ cm}^2$$

→ **Selon le RPA 2024:**

$$A_{min} = 1 \% b \cdot h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 + 4T14 = 14,20 cm²

Résultat du ferrailage longitudinal des poteaux :

Sections (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	Choix des barres	Section choisie (cm ²)
35x 35	5,6	9,8	4	4T16+4T14

Tableau IV.7:ferrailage longitudinal des poteaux

V.7.5. Ferrailage transversal :

→ Selon le RPA 2024 :

$$A_t = t \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

• L'espacement des armatures transversales des poteaux :

Zone sismique VI

1-Dans la zone nodale :

Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_l ; 12,5 \text{ cm}) : & \longrightarrow & \text{en zone I, II et III.} \\ t \leq \min(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6\phi_l) & \longrightarrow & \text{en zone IV, V, et VI.} \end{cases}$

$$t \leq \min(10 \times 16 ; 12,5 \text{ cm}) = 12,5 \text{ cm}$$

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

2-Dans la zone courante :

Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : & \longrightarrow & \text{en zone I, II et III.} \\ t' \leq \min(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\phi_l) & \longrightarrow & \text{en zone IV, V, VI.} \end{cases}$

$$t' \leq 15 \times 1,6$$

$$t' = 15 \text{ cm}$$

• La section des armatures transversales des poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA2024) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

a- L'élancement géométrique : λ_g

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,14}{0,35} = 6,11 > 3$$

b- L'effort tranchant max : V_u

$$V_u = 40,87 \text{ kN.m}$$

c- L'espace des armatures transversales : t

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

d- Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale : f_e

$$f_e = 235 \text{ MPa..}$$

e- Hauteur totale de la section brute : h_1

$$h_1 = 500 \text{ mm..}$$

En remplace (V_u , h_1 , f_e , t , λ_g) dans (1) :

$$A_t = \frac{p_a \times V_u}{h_c \times f_e} \times t = \frac{40,87 \times 3,75 \times 10^3 \times 100}{500 \times 235} = 1,09 \text{ cm}^2$$

soit : $\varnothing 8$.

Le choix : $5\varnothing 8 \Rightarrow A_t = 2,51 \text{ cm}^2$.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{40,87 \times 10^3}{350 \times 315} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,88 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Fissuration peu nuisible.

$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \overline{\tau_u} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$

❖ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA 2024:

$$L_r = 50\phi \text{ (En zone II).}$$

$$L_r = 50 \times 1.6 = 80\text{cm}$$

$$\begin{cases} L' = 1,5h \\ h' = \max(1,5h_c ; L_c/6 ; 60 \text{ cm}) \end{cases}$$

On obtient :

$$\begin{cases} L' = 1,5 \times 35 = 47,5\text{cm} \\ h' = \max(1,5,35 ; 60/6 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

V.7.6. Vérification spécifique selon RPA 2024 :

➤ **Sollicitation tangente :** (Article 7.4.3.2.RPA 2024)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{40,87 \times 10^3}{350 \times 315} = 0,37\text{MPa}$$

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

on a remarqué que la condition exigée par le RPA/2024[3] sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

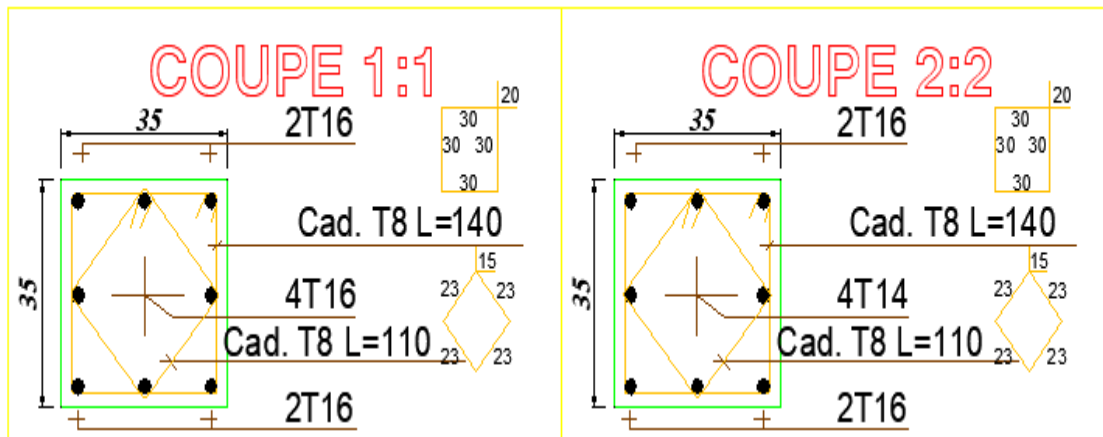


Figure V.10: Schéma de ferrailage du poteau (35x35)

V.8. Etude des voiles :

Les murs voiles ou bien les refonds ont pour rôle de reprendre les effets horizontaux (séisme, poussée des terres). Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsque on veut atteindre la rigidité nécessaire pour contrarier les effets du 2^{ème} ordre.

V.8.1. Ferrailage :**V.8.1.1. Ferrailage des trumeaux :**

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procèdera de la manière suivante :

1. Détermination des sollicitations suivant le sens considère.
2. Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue
- Soit section entièrement comprimée
- Soit section partiellement comprimée

Tout en admettant que :

- ❖ $N > 0$ effort de compression
- ❖ $N < 0$ effort de traction

3. Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

V.8.1.2. Ferrailage minimum :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

- En zone courante : $A_{\min} = 0,5\% h \times b$

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

- **Remarque :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5cm; 6\phi_l \right)$$

Ou : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive en outre $\phi_l \geq 12mm$.

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60 \phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV,V et VI.
- $50 \phi_l$ pour les barres situées dans les zones I,II et III.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right) \quad \text{avec : } \bar{v} = 1,4v_u$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par eqn.(7.40) et celle des barres existantes .

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de $(50\phi_l)$.

➤ **Ferraillage minimum :**
-Armatures minimales :

➤ **Selon le BAEL :**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b + h)}{100} \right].$$

$$A_{min} = \max \left[\frac{0.2 \times 150 \times 25}{100}; \frac{8 \times (150 + 25)}{100} \right] = \max[7,5; 14] \Rightarrow A_{min} = 14 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le RPA :

✓ En zone courant :

$$A_{min} = 0,5 \%(b \times h) \Rightarrow A_{min} = 0,5\%(25 \times 150) = 18,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 18,75 \text{ cm}^2$$

V.8.2.Ferraillages des voiles :

Dispositions générales :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn. (7.11).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur; en outre :

Les voiles et lances correspondent à $(\frac{h_w}{l_w} > 2.0)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).

Les voiles courts correspondent à $(\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0)$.

Nombre d'étages	6
he (m)	3,06
lw (m)	1,65
hw (m)	18,36
M InferMax	540,1
M SuperMax	-50
hcr1 [7,22]	3,06
hcr [7,23]	3,06
Hi [m]	19,38
	104,46

Remarque : $H = 19,38 > h_w = 18,36$

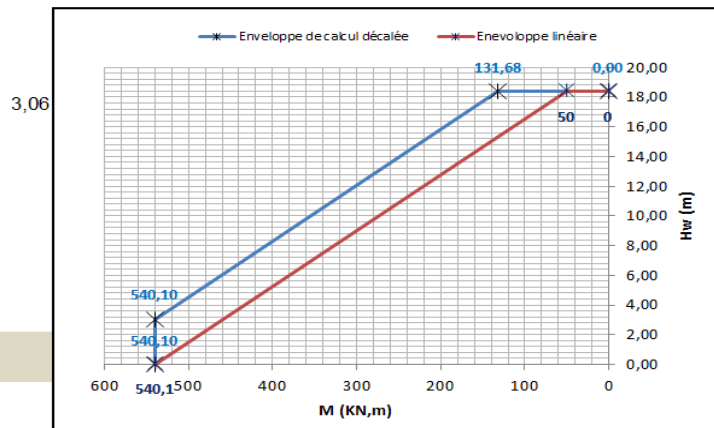


Figure V. 11 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant dans les voiles

Les voiles de grandes dimensions correspondent à $(\frac{h_w}{l_w} \leq 2/3)$ (cf. Annexe D).

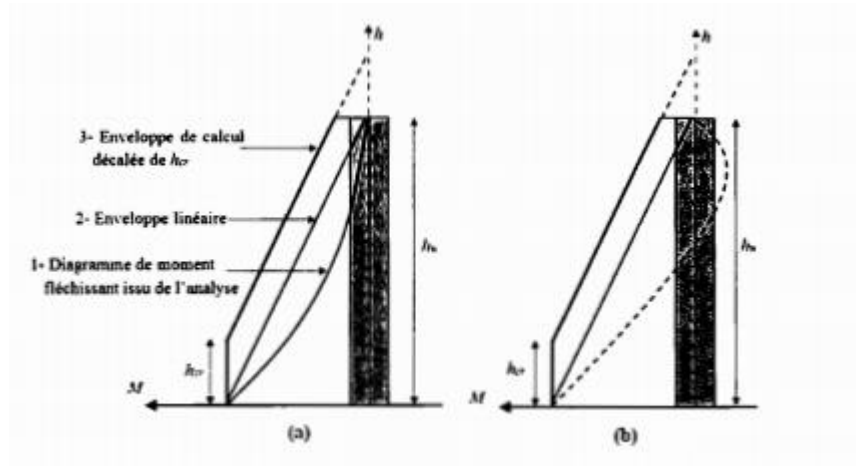


Figure V.12 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

V.8.3.DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

$$L_w \geq \max(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{m}) = (7.9)$$

L_w : Représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme éléments linéaires (poteaux).

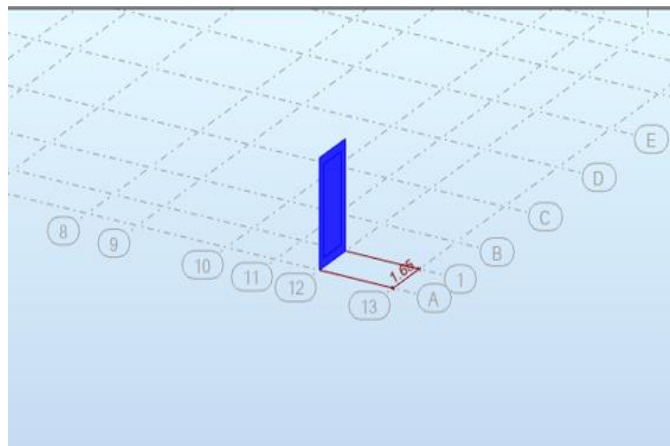
L'épaisseur minimale (d_w) doit respecter la condition suivante:

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm} ; \frac{h_o}{20}) \dots\dots\dots (7.10) \quad ; \quad h(\text{RDC})$$

$$. b_w \geq \max(15 \text{ cm} ; \frac{306}{20}) \Rightarrow b_w \geq 18 \text{ cm} \dots\dots\dots (7.10) \quad ; \quad \text{on adopte } b_w = 25\text{cm}$$

$$L_w \geq \max(\frac{306}{3} ; 4 \cdot 0.25 ; 1 \text{ m}) \Rightarrow L_w \geq \max(1.02 ; 1 ; 1 \text{ m}) \dots\dots\dots (7.9)$$

on adopte $L_w = 1.65 \text{ m}$



V.8.4.Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles :

$$V_d = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.40 \dots \dots \dots (7.11)$$

V_d : L'effort normal réduit

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section ,en (N)

B_c : Section du poteau en (m * m ^ 2)

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

N_d = 1164,99 KN

B_c = 1650*250 mm² ; B_c = 412500cm²

F_{c28} = 25MPa

$$V_d = \frac{1164,99 \times 10^3}{412500 \times 25} = 0.11 \leq 0.40 = 0.11 \leq 0.4 \dots \dots \dots (7.11)$$

V.8.5.EVALUATION DES DIAGRAMMES DES MOMENTS DE CALCUL (FERRAILLAGE)

Les voiles élancés correspondent à ($\frac{h_w}{l_w} > 2.0$) : le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

$$h_w = 18,36m; l_w = 1,65m \Rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{18,36}{1,2} = 15,3 > 2 \Rightarrow \text{voiles élancés.}$$

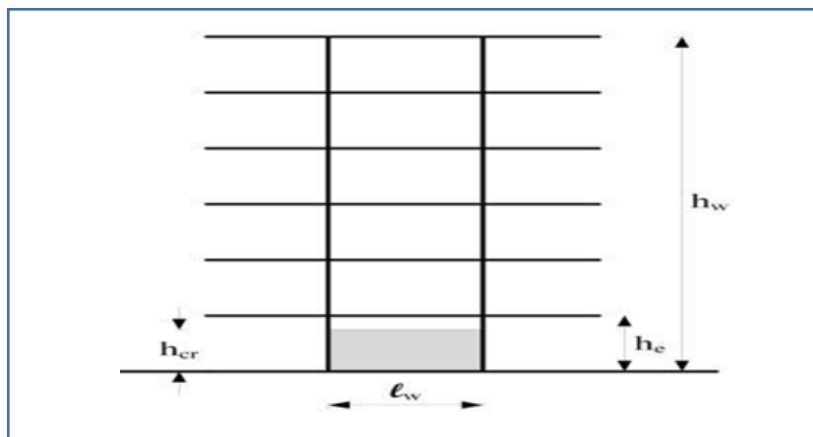
V.8.6.EVALUATION DE LA HAUTEUR (H_{CR}) DE LA ZONE CRITIQUE DU VOILE:

Figure V.13 : Zone critique à la base du voile

$$h_{cr} = \max(l_w; \frac{h_w}{6}) \text{ (m)} = 3,06 \text{ m} \dots \dots \dots (7.22)$$

$$h_{cr} \leq 2h_{cr \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux}}$$

h_{cr} : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats;

h_w est la hauteur totale du voile (cf. Figure (7.14)).

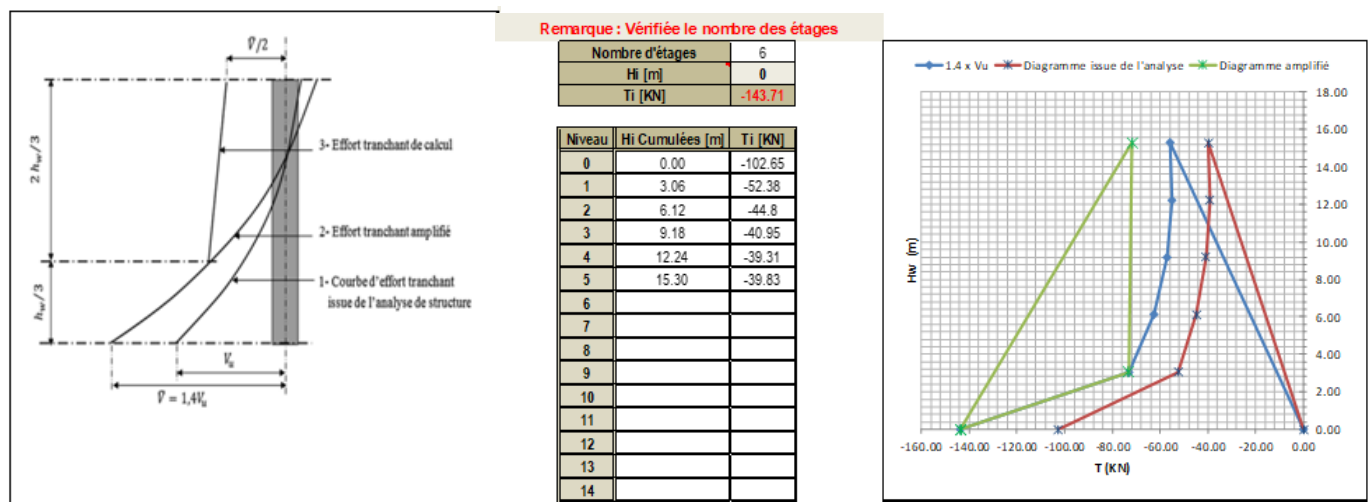


Figure V.14: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles

V.8.7.FERRAILLAGES DU VOILE EN FLEXION COMPOSEE ET CALCUL DU MOMENT RESISTANT

Conditions géométrique :

-Longueur confinée (l_c) :

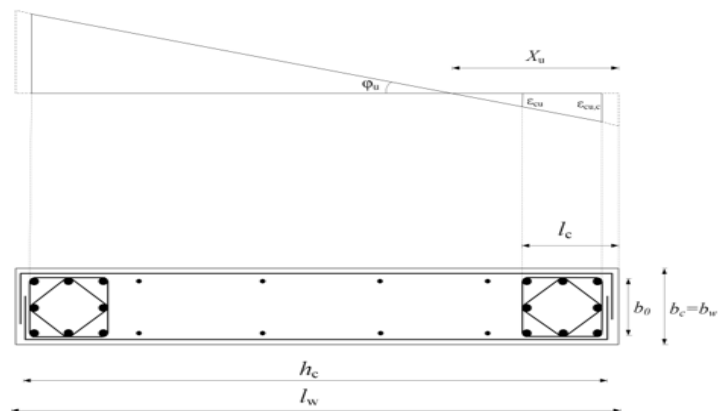
$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

l_w : Longueur du voile 4.60

b_w : largeur de l'âme du voile 25

$$l_c \geq \max(0.15 * 2.35; 1.5 * 0.20)$$

$$l_c \geq 0.69 \text{ m ok opt pour } l_c = 0.70 \text{ m}$$



-Epaisseur confinée (b_c) :

$$\text{Si } l_c \leq \min(2b_w; 0.2L_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$\text{Si } l_c \leq \max(2b_w; 0.2L_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

$$l_c = 0.5 \leq \min(2b_w; 0.2L_w) = \min(0.5; 0.24) = 0.36 \quad b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$\Rightarrow b_c = 25 \geq \frac{306}{15} \Rightarrow 24 \quad \dots \dots \dots \quad \text{cv}$$

AVEC : $b_c \geq 20 \text{ cm}$

V.8.7.1- Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile :

$h = 3,06 \text{ m}$; $L_w = 1,65 \text{ m}$; $b_w = 25 \text{ cm}$

Les sollicitations :(situation accidentelle)

$N = 1164,99 \text{ KN}$.

$M = 104,46 \text{ KN.m}$

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$\Omega = L \cdot e = 3,06 \times 0.25 = 0,765 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{0.25 \times 3.06^3}{12} = 0.60 \text{ m}^4$$

V.8.7.2- Ferrailage Armatures verticales (longitudinales) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{1164,99 \times 10^3}{765000} + \frac{104,46 \times 10^6 \times 1530}{0.60 \times 10^{12}} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{1164,99 \times 10^3}{765000} - \frac{104,46 \times 10^6 \times 1530}{0.60 \times 10^{12}} = 1,26 \text{ MPa} \quad \Rightarrow 1^{\text{er}} \text{ cas } (\sigma_1, \sigma_2) > 0$$

Alors : La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 2024** ($A_{\min} = 0,5 \% \cdot e \cdot l$).

➤ **Armature minimale du RPA2024 :**

$$A_{\text{RPA}} = 0.50\% \cdot b \cdot h = 0.50\% \times 25 \times 100 = 12,5 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ **On adopte :** $A_v = 12,5 \text{ cm}^2$; 7 T16 $\Rightarrow$ pour une Bonde de 1 ml.

Avec : un espacement $S \leq 1,5 \cdot e$ ($e : 20 \text{ cm}$) ;

$S \leq 30 \text{ cm}$, En prend $S = 15 \text{ cm}$.

V.8.7.3 - Ferrailage Armatures horizontale (transversales) :**• Vérification au cisaillement :****RPA :**

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% (**Article 7.7.2 des RPA2024**) La contrainte de cisaillement est :

D'après l'article (**7.7.2 des RPA2024**). La contrainte limite est :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} \quad (\text{Eqn 7.12) RPA 2024}$$

Où :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \cdot d} \quad (\text{Eqn 7.12) RPA 2024}$$

Avec :

- $\bar{v} : 1.4 V_{u,calcul}$
- b_w : Épaisseur du voile.
- d : Hauteur utile avec $d = 0.9.h$.
- h : hauteur totale de la section brute.

• Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.29) :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad (\text{Eqn 7.29) RPA 2024}$$

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités.

S : espacement.

Calcul :

$$V_u = 1164,99 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 1164,99 = 1630,99 \text{ KN}$$

$$Z = h - 2d' = 306 - 2 \times 30,3 = 242,4 \text{ cm} \quad \text{Avec : } d' = \frac{h}{10} = \frac{306}{10} = 30,3 \text{ cm}$$

Exemple d'application :

RPA :

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 306 = 275,4 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1630,99}{250 \times 275,4} = 2,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,37 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_t}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} = \frac{150 \times 1630,99}{275,4 \times 500} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ **On adopte :** $A = 4,71 \text{ cm}^2$; 6 T10 $\Rightarrow$ pour une Bonde de 1 ml.

Avec : un espacement $S \leq 1,5 \cdot e$ ($e : 20 \text{ cm}$) ; $S \leq 30 \text{ cm}$, En prend $S = 15 \text{ cm}$

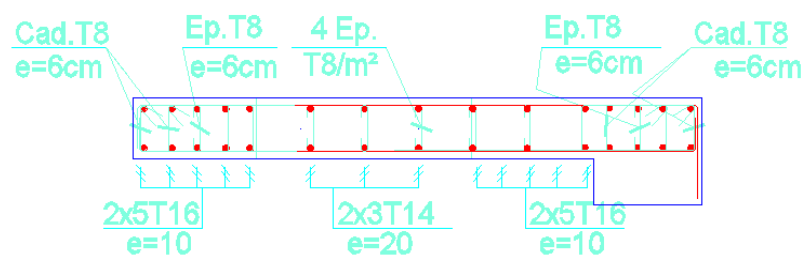
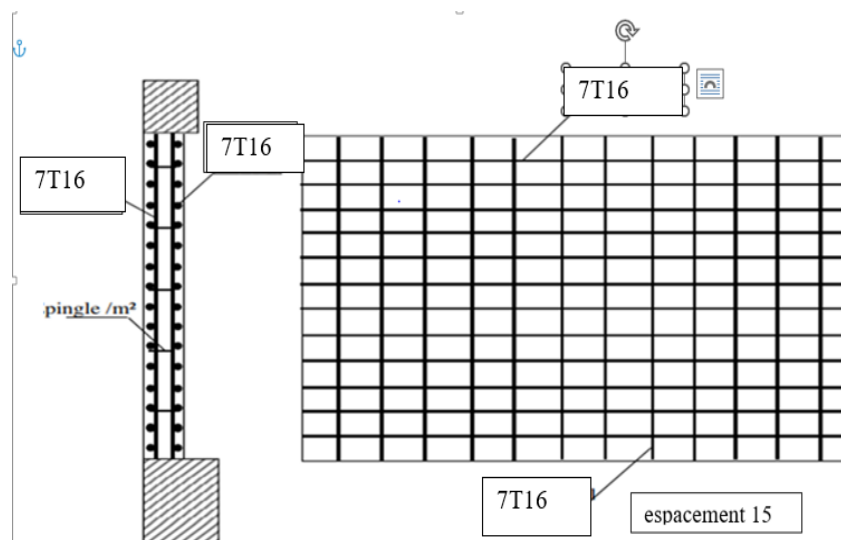


Figure V.14: schéma de ferrailage de voile

V.9. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et armés. Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

En outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

CHAPITRE VI :

Etude de

L'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges provenant de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux). Par conséquent la bonne conception de l'infrastructure de l'ouvrage est une étape primordiale afin de garantir une assise rigide et une bonne répartition des charges au sol, ce qu'assure l'équilibre de la structure.

VI.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir ses charges dans le sol suivant l'importance de ces derniers ainsi que la résistance du terrain.

- Les fondations superficielles sont des types de fondation plus adaptées au site dont les couches superficielles possèdent une capacité portante suffisante à l'implantation de l'ouvrage. On distingue des semelles isolées, filantes et des radiers généraux.

- Les fondations profondes et semi profondes sont des types de fondation utiles aux sites présentant une profondeur assez grande du bon sol ou des terrains avec des couches superficielles constituées de rempli avec une faible capacité portante. On distingue des puits et des pieux.

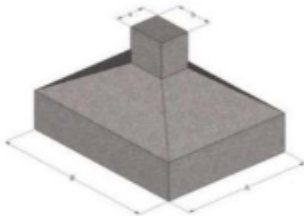


Figure VI. 1 : Semelle isolées



Figure VI. 2 : Semelle filante

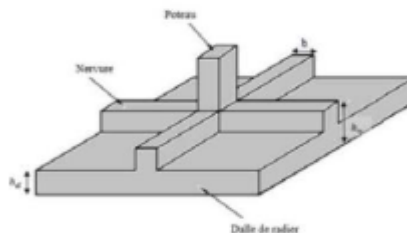


Figure VI. 3 : Radier générale.

VI.3. Justification pour le choix de type de fondation [8] :

Le choix de type de fondations dépend de plusieurs paramètres tels que :

- Les caractéristiques de sol.
- Type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

VI.3.1. Combinaisons d'actions :

D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q [1] \end{array} \right\} \quad [1]$$

$$\text{D'après le RPA 2024 : } \left\{ \begin{array}{l} G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_f} E_x \\ G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_f} E_y \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_x \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_y \end{array} \right\} \quad [3] \text{ (Art. 5.7)}$$

VI.3.2. Contrainte admissible du sol (Capacité portante) :

$$\sigma_{adm} (ELU) = q_{ureel} / \gamma_q$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = q_{ureel} / \gamma_q = \mathbf{1.80 \text{ bar}}$$
 (Rapport du sol dans l'annexe 4) Avec :

γ_q : coefficient de sécurité sous les différents états limites

$$\gamma_q = 2 \dots\dots\dots(ELU)$$

$$\gamma_q = 3 \dots\dots\dots(ELS)$$

Donc :

$$\sigma_{ELS} = q_{ureel} / 3 \rightarrow q_{ureel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = q_{ureel} / 2 \rightarrow q_{ureel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{2}{3} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{2}{3} \times 1.8 \text{ bar} = \mathbf{2.7 \text{ bar}}$$

VI.3.3. Choix type de fondation [8]:

VI.3.3.1. Vérification de la semelle isolée :

Nous allons procéder à une 1ere vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 » (poteau le plus sollicité) $\rightarrow \mathbf{N_{ser} = 902.32KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle $= A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\mathbf{\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}}$ (annexe 4)

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

Avec :

a ,b : dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\left(\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)} \Rightarrow \sqrt{\left(\frac{0.35}{0.35} \times \frac{902.32}{180} \right)} = 2.23 \text{ m}$$

Nous allons procéder à une 2eme vérification concernant l'interférence entre deux semelles. Il faut vérifier que ($L_{min} \geq 1.5 B$) tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux. On a : $1.5 B = 1.5 \times 2.23 = 3.34 \text{ m} > L_{min} = 1.60 \text{ m}$

❖ Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux, autrement dit, les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.3.3.2. Vérification de la semelle filante :

On suppose que la force axiale empêchant la superstructure vers les fondations est appliquée au centre de gravité (C.D.G) des fondations. Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : contrainte de sols $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$ (annexe 4)

N : effort normale appliqué sur la fondation à l'ELS (**N = 17167.91KN**) obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 »

Ss : surface de la fondation

Nous allons procéder à une 1ere vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

St : la surface totale du bâtiment

Ss : la surface des semelles

La surface totale nécessaire est :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{17167.91}{180} = 95.37 \text{ m}^2$$

$$S_t = 497.05 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition : $\frac{S_s}{S_t} < 50\%$

$$\frac{95.37}{497.05} = 0.19 = 19\% < 50\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc l'emploi des semelles filantes est un choix faisable pour l'infrastructure de notre bâtiment.

VI.4. Dimensionnement de la semelle :

VI.4.1.:

La file des poteaux la plus sollicitée est celui prise en compte pour la suite des calculs :

$$B = \frac{N_{ser}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3416.2}{25.50 \times 180} = 0.74 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{acc}}{L \times \delta_{sol} \times 1.50} = \frac{3993.30}{25.50 \times 180 \times 1.50} = 0.58 \text{ m}$$

On prend : B = 1.60 m

❖ Calcul σ_{moy} :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{moy} = \frac{N}{B \times L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) & \text{si } e \leq \frac{L}{6} \\ \sigma_{moy} = \frac{2N}{3B \times \left(\frac{L}{2} - e\right)} & \text{si } e > \frac{L}{6} \end{array} \right.$$

$$e = \frac{\sum (N_i \times X_i + M_i)}{\sum N_i} - \frac{L}{2}$$

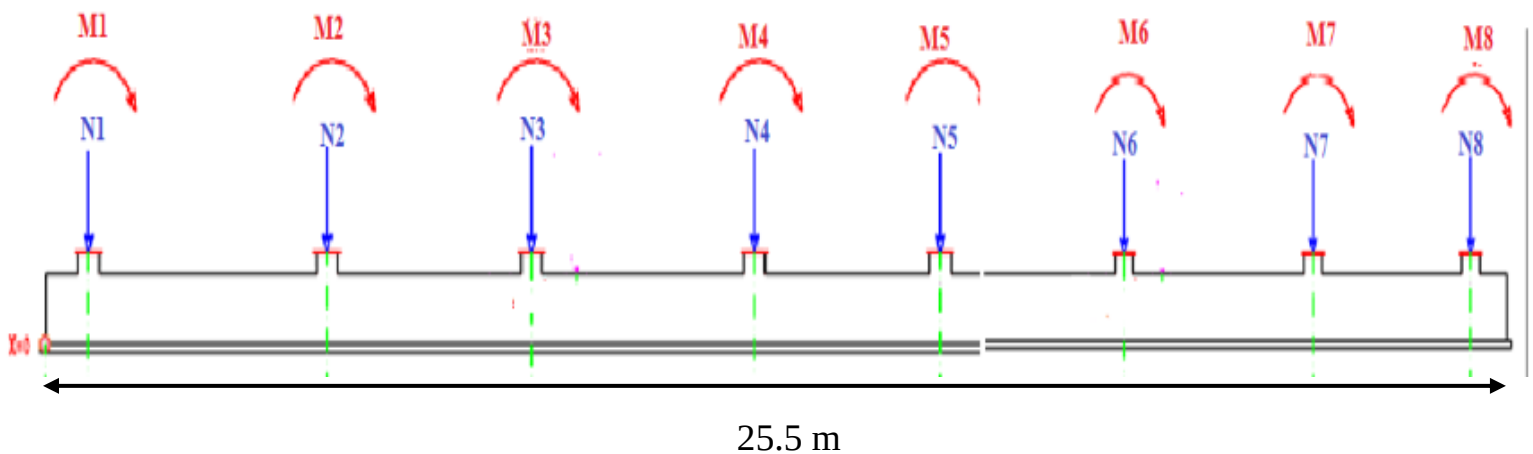


Figure VI. 4 : Semelle filante.

CHAPITRE VI :

Etude de L'infrastructure

		ELS			ELU			G+Q+1.4EX+0.42Ey			G+Q+0.42EX+1.4Ey			G+Q+1.4EX-0.42Ey			G+Q+0.42EX-1.4Ey			G+Q-1.4EX-0.42Ey			G+Q-0.42EX-1.4Ey			G+Q-1.4EX+0.42Ey			G+Q-0.42EX+1.4Ey		
#	Xi	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT	FZ	ML	MT
1	2.85	341.62	0.11	0.34	468.14	0.15	0.47	450.75	1.01	2.26	462.05	2.90	0.95	377.96	-0.66	2.22	219.41	-2.87	0.80	240.40	0.84	-1.64	398.95	2.85	-0.22	167.61	-0.83	-1.68	156.31	-2.72	-0.37
2	5.75	707.46	-0.05	0.52	970.60	-0.06	0.71	710.42	0.73	2.79	663.39	2.40	1.22	706.60	-0.73	2.75	650.66	-2.47	1.09	563.33	0.63	-1.83	619.27	2.37	-0.16	559.51	-0.83	-1.87	606.53	-2.50	-0.30
3	10.55	676.27	0.07	-0.60	927.50	0.09	-0.82	672.54	0.76	1.76	707.67	2.35	0.24	619.78	-0.62	1.69	531.81	-2.24	0.03	597.05	0.72	-2.79	685.02	2.34	-1.13	544.29	-0.65	-2.85	509.16	-2.25	-1.33
4	13.35	672.49	0.84	0.35	924.22	1.16	0.48	645.25	1.33	2.68	678.07	2.77	1.09	600.94	0.10	2.65	530.38	-1.34	0.97	591.34	1.33	-1.99	661.90	2.77	-0.31	547.03	0.09	-2.03	514.21	-1.34	-0.44
5	17.01	663.45	0.85	-0.19	910.74	1.17	-0.26	694.60	1.35	2.25	655.68	2.79	0.61	661.41	0.10	2.21	578.37	-1.35	0.48	524.65	1.34	-2.57	607.69	2.79	-0.84	501.46	0.09	-2.61	530.39	-1.35	-0.96
6	18.86	609.12	-0.23	0.22	835.13	-0.30	0.30	609.90	0.40	2.62	598.26	1.83	0.98	589.60	-0.83	2.58	530.59	-2.28	0.85	508.97	0.37	-2.19	567.98	1.82	-0.47	488.67	-0.86	-2.23	500.31	-2.29	-0.59
7	22.11	632.46	-0.03	0.02	867.90	-0.04	0.03	591.44	0.75	2.40	581.15	2.43	0.79	586.82	-0.72	2.36	565.76	-2.47	0.66	546.66	0.65	-2.33	567.72	2.40	-0.63	542.04	-0.82	-2.37	552.32	-2.50	-0.76
8	25.51	373.41	0.01	-0.37	511.40	0.02	-0.51	475.45	0.94	1.62	501.25	2.90	0.30	395.63	-0.79	1.59	235.18	-2.87	0.20	283.11	0.77	-2.23	443.55	2.85	-0.85	203.29	-0.96	-2.26	177.48	-2.92	-0.95

Tableau VI. 1 : les moment et les efforts normaux en ELU ;ELS et ELAcc

	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	Diagramme des contrainte	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	7624.47	-2088.04	27.39	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	2.16	OK
ELS	5885.12	-1524.65	25.91	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.66	OK
ACC1	6049.19	-1182.62	19.55	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.70	OK
ACC2	6056.36	-1356.04	22.39	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.70	OK
ACC3	5747.58	-1162.01	20.22	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.61	OK
ACC4	5051.00	-1287.37	25.49	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.43	OK
ACC5	5064.35	-1609.50	31.78	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.44	OK
ACC6	5760.92	-1484.03	25.76	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.63	OK
ACC7	4762.74	-1588.90	33.36	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.36	OK
ACC8	4755.55	-1415.39	29.76	$e < L/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.35	OK

Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes du sol "Sens Longitudinal"

	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	Diagramme des contrainte	σ moyenne (Bar)	Vérification
ELU	7624.47	0.40	0.01	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	2.08	OK
ELS	5885.12	0.29	0.00	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.61	OK
ACC1	6049.19	18.38	0.30	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.66	OK
ACC2	6056.36	6.18	0.10	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.66	OK
ACC3	5747.58	18.05	0.31	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.58	OK
ACC4	5051.00	5.08	0.10	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.38	OK
ACC5	5064.35	-17.57	0.35	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.39	OK
ACC6	5760.92	-4.61	0.08	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.58	OK
ACC7	4762.74	-17.90	0.38	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.31	OK
ACC8	4755.55	-5.70	0.12	$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme trapézoïdal	1.30	OK

Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes du sol "Sens Transversal"

VI.4.2. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 0.05$$

$$\text{Avec : } d = \frac{B-b}{4}$$

d : hauteur utile ; b : coté du Poteau

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ m} \quad h \geq \frac{1.60-0.35}{4} + 0.05 = 0.36 \text{ m}$$

On prend : $h = 0.40 \text{ m}$

VI.4.3. Vérification au poinçonnement [9] :

Pour une semelle sous mur, ou bien pour une semelle isolée, la répartition des contraintes, sous la semelle peut être considérée comme uniforme, si nous vérifions la condition de raideur et éventuellement la condition de non poinçonnement. Pour les semelles continues sous poteaux, nous allons voir que la loi de répartition des contraintes sur le sol est en fonction de la raideur de la semelle.

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique. On calcul en premier lieu la longueur élastique de la semelle « le » :

$$le = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

I : l'inertie de la semelle.

E : module d'élasticité du béton

B : la largeur de la semelle.

K : le coefficient de raideur du sol.

Lorsque la longueur de la poutre ou l'écartement des charges est tel que :

$$l \leq \frac{\pi}{2} . le$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de largeur « a » non négligeable. On pourra admettre la répartition linéaire sur une longueur totale de la semelle.

$$l \leq \frac{\pi}{2} . le + a$$

Si l'entraxe des poteaux est inférieure à cette valeur la poutre se calcul alors comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

l : plus grande distance entre deux portiques parallèles.

l_e : est la longueur élastique.

a : largeur de poteau.

VI.4.4. Calcul de la poutre de rigidité :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

$$\frac{l}{8} < h < \frac{l}{6} \quad \text{avec } l = 456 \text{ cm (plus grande distance entre deux portique parallèles)}$$

$$\frac{456}{8} < h < \frac{456}{6} \Rightarrow 57 \text{ cm} < h < 76 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 100 \text{ cm}}$$

Donc la semelle de la section en « T » a comme géométrie : $B = 1.60 \text{ m}$ /

$$b_0 = 0.35 \text{ m} / h = 1.00 \text{ m} / h_0 = 0.40 \text{ m} / d = 0.9 \times h = 0.90 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4.56 \text{ m}$$

$$I = 0.053 \text{ m}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$B = 1.60 \text{ m}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\left(\frac{4EI}{K.B}\right)} = 3.21 \text{ m}$$

$$a = 0.35 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e + a = \frac{\pi}{2} \times 3.21 + 0.35 = 5.40 \text{ m}$$

$$\mathbf{4.56 \text{ m} \leq 5.40 \text{ m} .}$$

Donc le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

VI.5. Calcul des sollicitations

D'après RPA /2024, le ferrailage à l'ELU ($1.35G+1.5Q$).

$$q_u = \sigma_{\text{moy ELU}} \times B = 208 \times 1.60 = 332.8 \text{ KN/m}.$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \text{ ELS} \times B = 161.03 \times 1.60 = 257.64 \text{ KN/m.}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en section « T » renversée :

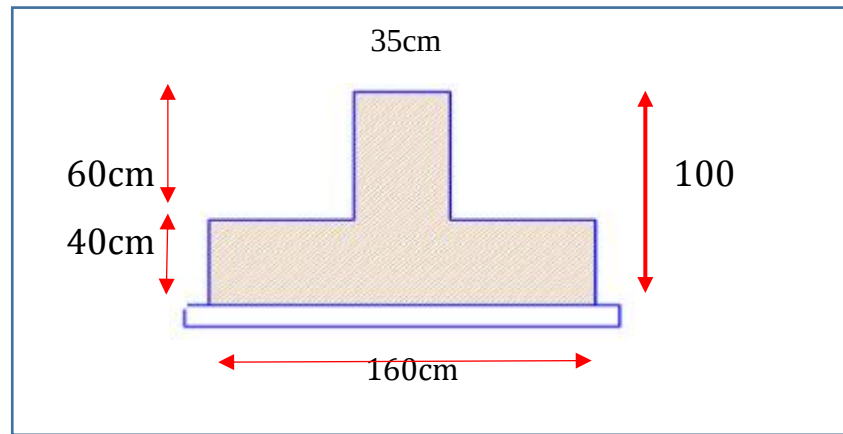


Figure VI. 5 : Coupe de la semelle filante.

	ELU	ELS
Q (KN/m)	332.8	257.64
Moment en travée (KN. m)	-46.2	-34.3
Moment en Appuis (KN. m)	137.3	47.2
Effort tranchant (KN)	935.4	684.2

Tableau VI. 5 : Résultats du moment maximal.

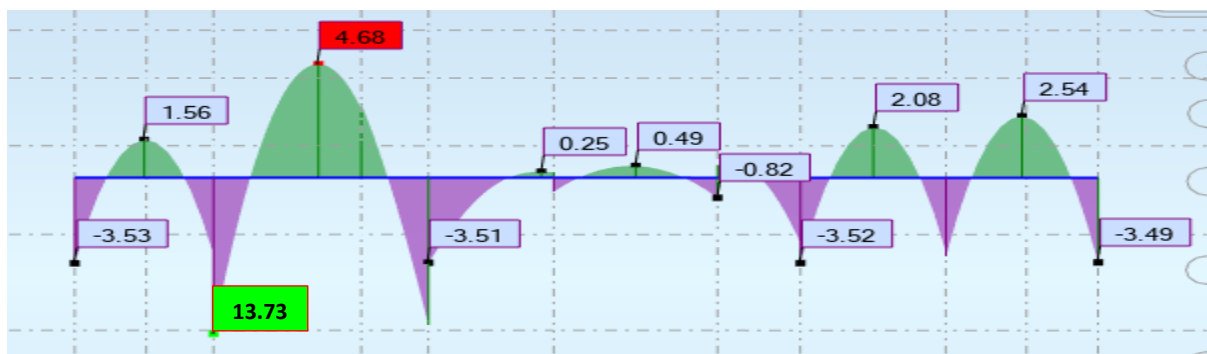


Figure VI. 6 : Diagramme Moment a « ELU »

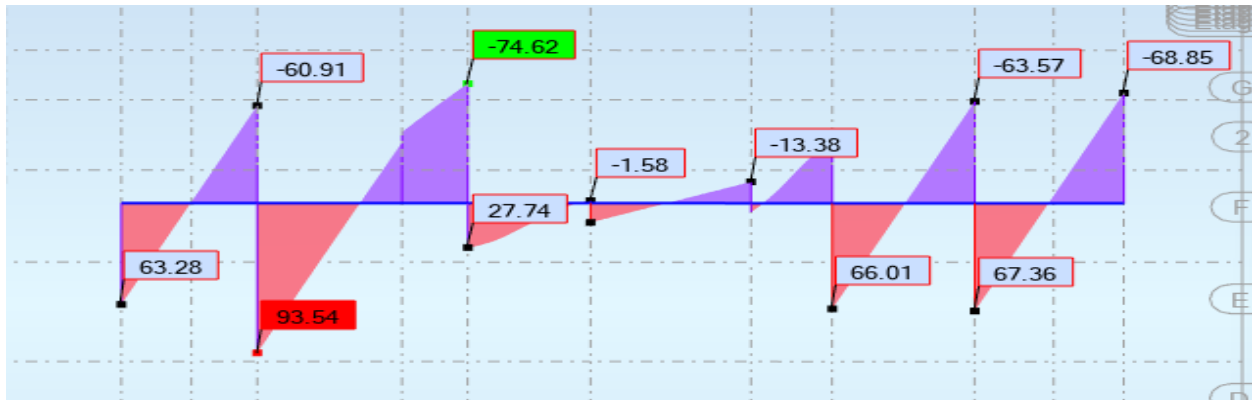


Figure VI. 7 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELU ».

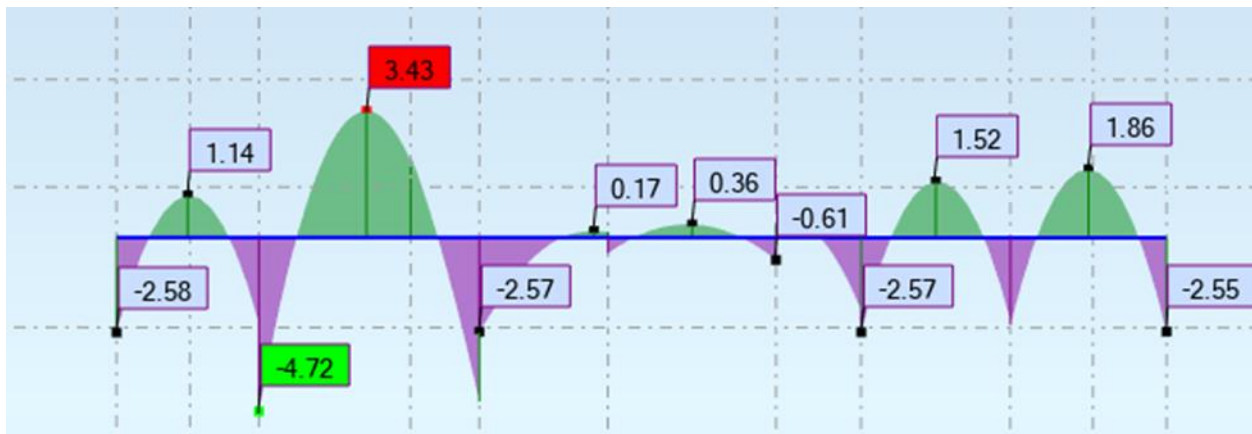


Figure VI. 8 : Diagramme Moment a « ELS ».

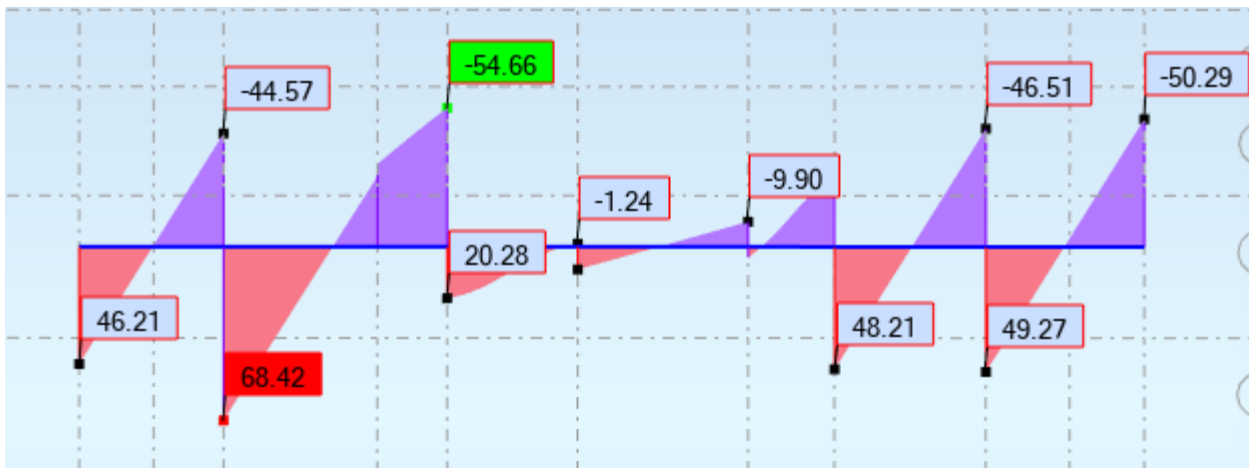


Figure VI. 9 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELS »

VI.6. Calcul du ferrailage :**VI.6. 1. En Appuis :****➤ Ferrailage principal :**

$$M_{\max} = 137.3 \text{ KN.m} \quad \sigma_b = 14.16 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = B \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times \sigma_b \Rightarrow M_t = 1.60 \times 0.35 \times \left(0.95 - \frac{0.35}{2}\right) \times 14.16 \times 10^3$$

$$M_t = 6145.44 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 160 \text{ cm}$ et de hauteur

$$h = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = M_{\max} / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_b) = 137.3 / (1600 \times 950^2 \times 14.16) = 0.006 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0075$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) d \Rightarrow Z = 94.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{137.3 \times 10^6}{94.71 \times 434.78} \Rightarrow A_s = 3.33 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 18.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$).

➤ Ferrailage de répartition :

Puisqu'il existe une poutre de rigidité, qui reprend les différents N_i dans ce sens, seulement des aciers de construction sont nécessaires.

$$A_r = \frac{18.85}{3} = 6.28 \text{ cm}^2$$

VI.6.2. Sur travée :**➤ Ferrailage principal :**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 35 cm et de hauteur $h=100$ cm.

$$M_{\max} = -46.20 \text{ KN.m} \quad \sigma_b = 14, 16 \text{ Mpa} \quad c=5\text{cm} \quad c'=5\text{cm}$$

$$\mu = M_{\max}/(b.d^2.\sigma_b) = 46.2 \times 10^6 / (350.950^2.14.16) = 0.010 < \mu_{AB} = 0.186$$

$$\Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.012$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha). d \Rightarrow Z = (1 - 0.4 \cdot 0.012) \times 95 = 94.54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{46.20 \times 10^6}{945.4 \times 434.78} \Rightarrow A_s = 1.12 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0, 23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 03.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : ($A_s = 04.52 \text{ cm}^2$).

➤ Ferrailage de répartition :

Puisqu'il existe une poutre de rigidité, qui reprend les différents N_i dans ce sens, seulement des aciers de construction sont nécessaires.

$$A_r = \frac{4.52}{3} = 01.51 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à L'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}; \gamma = \frac{46.2}{34.3} = 1.35$$

$$\alpha < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0.43 \text{ Alors : } 0.43 \leq 0.65 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

➤ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » : (BAEL91) [1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ avec la fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{(Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

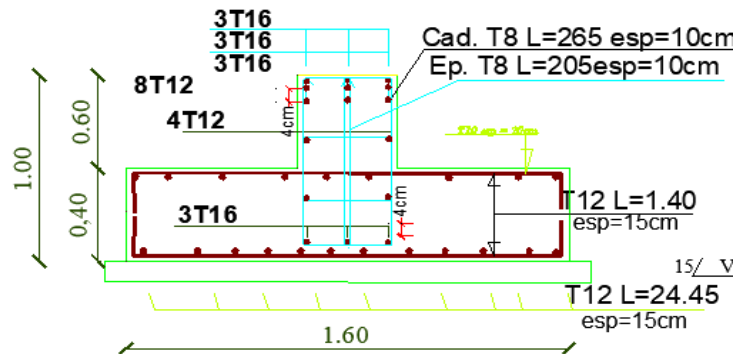
$$\overline{\tau_u} = \min (2.50 ; 4 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{935.4 \times 10^3}{400 \times 950} = 2.46 \text{ MPa}$$

$$2.46 \leq 2.50 \text{ MPa}$$

VI.7. Schéma de ferrailage semelle filante :

En Travée :



En Appuis :

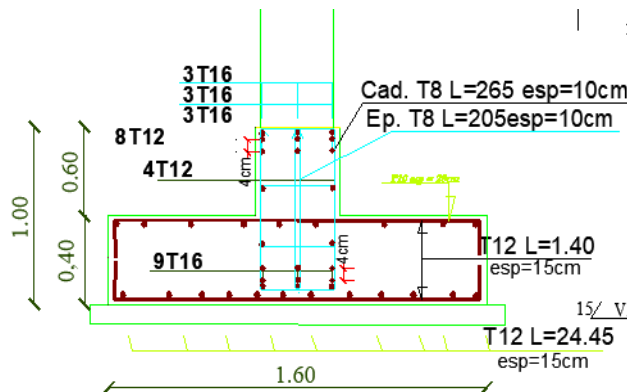


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI.8. Etude des longrines :

Les longrines ont pour rôle de :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.8.1. Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2024 (art 10.1.1) [3]

Les longrines auront des dimensions minimales comme :

(25×30) cm²... Sites de catégorie S2, S3

(30×30) cm²... Site de catégorie S4

Notre site est de type ferme S3, nous adapterons une section de dimensions suivantes (30×30) cm².

VI.8.2. Ferrailage de la longrine**1. A L'ELU :**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \pm \alpha(A. I. S). N \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA 99 ver 2024 Article 10.1.1}) [3]$$

A : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après l'article (RPA Article 10.1.1) [3] :

$$\alpha = 0.4 \text{ (site S3, zone II),}$$

Nu (max) : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u (\text{max}) = 949.3 \text{ KN}$$

$$F = 0.4 \times 949.3 \times 0.25 \times 1 \times 1.30 = \mathbf{123.40 \text{ KN}} > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{123.40 \times 10^3}{434.78} = 2.83 \text{ cm}^2$$

2. A L'ELS :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Nser= 692.28 KN

$$\sigma_{ser} = \frac{\alpha(A.I.S).N}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\alpha(A.I.S).N}{A_s} = \frac{0.4 \times (0.25 \times 1 \times 1.30) \times 692.28 \times 10^3}{201.63} = 4.46 \text{ cm}$$

Recommandation et section d'armature minimales donnée par le RPA v2024 Article 10.1.1) [3] :

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = \mathbf{5.4 \text{ cm}^2}$$

On adopte : 6T12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

➤ Condition de non fragilité (BAEL91) [1]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{500} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{adopté} \rightarrow 0.98 < 6.79 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Espacement :**

$$St \leq \min(15\phi_1 ; 20 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(15 \times 1.2 ; 20 \text{ cm}) \quad ; \quad St \leq \min(18 ; 20 \text{ cm})$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) [3]

$$(A_t \cdot f_e) / (b \cdot St) \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \leq (0.4 \times b \times St) / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

VI.8.3. Schéma de ferrailage de la longrine :

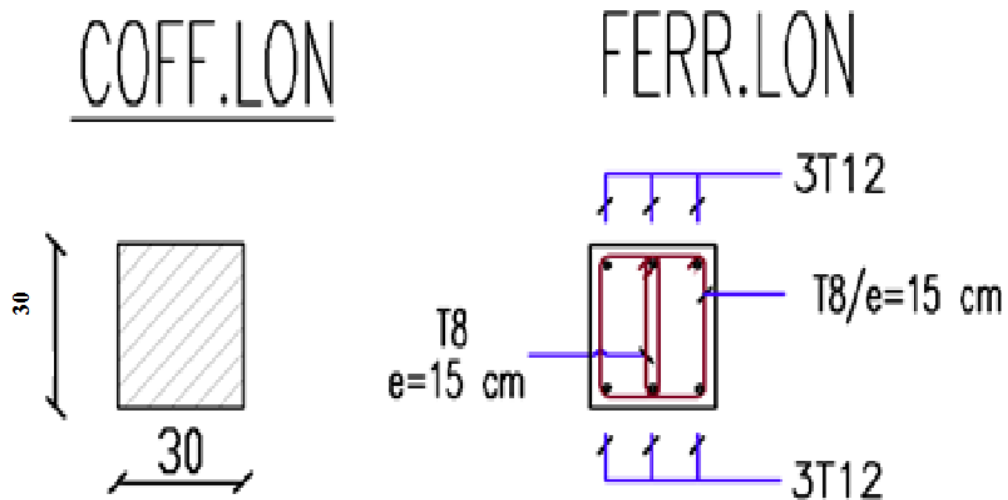


Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage de la longrine.

VI.9. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes .

Conclusion

générales

Conclusion générale

Conclusion générale

Les progrès récents dans le domaine de l'analyse numérique, favorisés par l'évolution des outils informatiques, ont considérablement transformé les méthodes de calcul en génie civil. Aujourd'hui, les logiciels spécialisés permettent de simplifier l'étude et le dimensionnement des structures tout en garantissant des résultats précis et conformes aux règlements en vigueur. Les vérifications manuelles réalisées dans ce travail avaient principalement pour objectif de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Ce projet de fin d'études nous a également permis d'approfondir nos compétences techniques et de maîtriser davantage l'utilisation du logiciel Autodesk Robot, largement utilisé dans l'analyse et la conception des structures.

À l'issue de cette étude, plusieurs conclusions importantes peuvent être retenues :

- Une modélisation complète de la structure est essentielle afin d'obtenir un comportement proche de la réalité.
- La présence des voiles de contreventement contribue à réduire les efforts de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ce qui permet d'optimiser leurs dimensions ainsi que le ferrailage nécessaire.
- La bonne répartition des voiles joue un rôle déterminant dans la stabilité globale de la structure, notamment face aux actions sismiques.
- Concernant l'infrastructure, la semelle filante représente une solution de fondation adaptée à certaines constructions similaires au cas étudié dans ce mémoire.

Bibliographie

Liste des références

- [1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91modifié 99.
- [2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- [3] Règles Parasismiques Algériennes RPAversion2024
- [4] ATAMNA Ahmed Louai et BOUCHECHE Oussama " Etude d'un Bâtiment (R + 5) avec Contreventement mixte' 'Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila , Année Universitaire : 2022-2023
- [5] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahimi
- [6] DAAS Ilham et BOUSSOUF Malak "Calcul et modélisation d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation" Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila, Année Universitaire : 2022-2023
- [7] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique règlementaire DTR B.C.2.2
- [8] BEN ZEBOUCHI Abderrezak et KAHLESSENANE Hicham "Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation situé à Mila (R + 5) " Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila, Année Universitaire : 2023-2024
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014.
- WORD 2013.
- AUTO CAD 2024