

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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



N°Ref :

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

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
(R+6) contreventé par des voiles.

Réalisé par :

BOUTAGHANE Ilhem

Soutenu devant le jury :

Dr. KITCHAH Fethi

Président

Dr. LECHEHEB Mostefa

Examinateur

Dr. TALEB Hosni Abderrahmane

Promoteur

Année universitaire : 2022/2023

Remerciements

Ma parfaite gratitude et mes remerciements à Allah le plus puissant qui m'a donné de la force le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreurs **Dr. TALEB Hosni Abderrahmane** pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de cet ouvrage.*

*J'exprime aussi mes reconnaissances à tous les membres du jury **Dr. BRAHIMI Abdelkader** et **Dr. LECHEHEB Mostefa** d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

Je vifs remercie pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Enfin, à tous ceux qui j'ai aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de je sincères remercies.

DEDICACE

*Je m'incline devant Dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et
m'a aidé à la franchir*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles
de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute
ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je
suis, merci mes parents.*

A mes chère frères HASSEN, ABDE LALI, AMER.

A ma chère sœur WAFIA, AMIRA.

A mes oncles FOUILLÉ.

A mes tantes WANASSA, MASSOUDA.

L m'afame mon frères SALMA.

Mes neveux ROAYA, KAUTER, RAZANE.

A toute ma famille sans exception.

*A tous mes amis MARYEM, FATIMA, SAMIA, BESSMA, WAHIBA,
CHAHRA, CHAIMA ...*

A Toute la promotion .(2022/2023)

A toute personne qui m'a aidé à franchir un horizon dans ma vie...

ILHEM

تعد الدراسة الديناميكية والزلزالية جزءاً أساسياً في حساب أعمال الهندسة المدنية لفحص وضمان استقرارها. يهدف العمل الحالي إلى دراسة مبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق مع دعائم مختلطة. هذا المشروع الذي يجب تنفيذه في ولاية ميلية المصنفة في المنطقة الزلزالية 2 وفقاً للقواعد الجزائرية للزلزال اصدار 2003. تم استخدام لوائح الحساب مثل القواعد الجزائرية للزلزال اصدار 2003 والوثيقة التقنية CBA93 وقواعد الخرسانة المسلحة في الحالات المحددة للحساب والتحقق اللازم للعناصر المختلفة لعملنا. تم استخدام برنامج التحليل الإنشائي 2014 أيضاً لنمذجة الهيكل ودراسة استجابتها الزلزالية بوجود حائط مسلح او بدونه من أجل تحديد الضغوط (العزوم، القوى المسامية، القوى النازمية) اللازمة لتقوية العناصر الهيكلية. سمحت لنا هذه الدراسة بتطبيق واستخدام لوائح حساب الهندسة المدنية وكذلك برامج النمذجة بشكل صحيح.

Abstract

The dynamic and seismic study is an important part of the calculation of civil engineering structures to verify and ensure their stability. The present work aims to study a building for residential use composed of a ground floor plus six floors with mixed bracing. This project should be located in the wilaya of MILA, which is classified in seismic zone IIa according to RPA/V2003. The regulations of calculation like RPA99V2003, CPA93, and BAEL were used for the calculation and the necessary verifications for the various elements of our work. The software Robot 2014 was also used to model the structure and study its seismic response without walls and with walls to determine the stresses (N, M, and T) necessary for the reinforcement of structural elements. This study allowed us to properly apply and use the regulations of calculation in civil engineering as well as modeling software.

Résumé

L'étude dynamique et sismique c'est une partie prépondérante dans le calcul des ouvrages en génie civil pour vérifier et assurer leurs stabilités. Le présent travail pour but d'étudier un bâtiment à usage d'habitation composé de Rez-de chaussée plus six étages a contreventement pair des voiles. Ce projet qui devrait être implanté à la wilaya de MILA qui est classée en zone sismique IIa selon RPA/V2003. Les règlements de calcule comme RPA99V2003, CPA93 et BAEL ont été utilisé pour le calcul et les vérifications nécessaire pour les différents éléments de notre ouvrage. Le logiciel Robot 2014 a été utilisé également pour modéliser la structure et étudier leur réponse sismique sans voiles et avec voiles afin de déterminer les sollicitations (N, M, T) nécessaire pour le ferrailage des éléments structuraux. Cette étude nous permis de bien appliquer et d'utiliser les règlements de calcule en génie civil ainsi que les logiciels de modélisation.

Résumé

L'étude dynamique et sismique c'est une partie prépondérante dans le calcul des ouvrages en génie civil pour vérifier et assurer leurs stabilités.

Le présent travail pour but d'étudier un bâtiment à usage d'habitation composé de Rez-de chaussée plus six étages a contreventement pair des voiles . Ce projet qui devrait être implanté à la wilaya de MILA qui est classée en zone sismique IIa selon RPA/V2003.

Les règlements de calcule comme RPA99V2003, CPA93 et BAEL ont été utilisé pour le calcul et les vérifications nécessaire pour les différents éléments de notre ouvrage. Le logiciel Robot 2014 a été utilisé également pour modéliser la structure et étudier leur réponse sismique sans voiles et avec voiles afin de déterminer les sollicitations (N, M, T) nécessaire pour le ferrailage des éléments structuraux.

Cette étude nous permis de bien appliquer et d'utiliser les règlements de calcule en génie civil ainsi que les logiciels de modélisation.

SOMMAIRE

Introduction Général	1
Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux	
I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation de l’ouvrage.....	4
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	8
I.4 Caractéristiques géométriques du sol.....	8
I.5 Description de l’ossature.....	8
I.6 Règles et hypothèses de calcul.....	10
I .6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).....	10
I.6.2- Règlement (BAEL 91).....	10
I.6.3 -Nature des actions	11
I .6.4 Combinaison d’action.....	12
I .7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	13
I .7.1 Béton.....	13
I.7.2 Acier.....	17
I.8 Choix des matériaux dans l’élaboration du projet.....	19
I.9 Conclusion	19
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charge	
II.1 Introduction.....	21
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux.....	22
II.2.1 Planchers.....	22
II.2.1.1 Planchers à corps creux	23
II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon).....	23
II.2.2 Évaluation des charges.....	24
II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux.....	29
II.3.1 Poutres	29
II.3.2 Poteaux	33
II.3.3 Voile.....	40
II.4 Conclusion.....	41

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	43
III.2. Calcul de l'acrotère	43
III.2.1 Introduction	43
III.2.2 Evaluation des Charges.....	43
III.2.3. Sollicitations	43
III.2.4 Ferrailage	44
III.3 Calcul des balcons.....	48
III.3.1 Introduction	49
III.3.1.1 Evaluation des charges.....	49
III.3.1.2 Sollicitations	49
III.3.1.3 Combinaisons.....	49
III.3.1.4 Vérification des contraintes	50
III.3.1.5. Condition de non fragilité.....	51
III.3.1.6 Vérification de l'effort tranchant.....	52
III.3.1.7 Vérification au séisme.....	52
III.3.1.8. Conclusion.....	53
III.4 Calcul des escaliers	54
III.4.1 Définition	54
III.4.2 Schéma statique	54
III.4.3 Charges et surcharges.....	54
III.4.4 Combinaisons des charges.....	54
III.5 Etude de la poutre palière.....	60
III.5.1 Définition.....	60
III.5.2 Pré dimensionnement.....	60
III.5.3 Evaluation des charges	60
III.5.4 Ferrailage à l'état limite ultime	62
III.5.5 Vérifications nécessaires	63
III.6 Calcul du plancher.....	65
III.6.1 Définition.....	65
III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles).....	65
III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées.....	65
III.6.4 Ferrailage des poutrelles.....	82
III.7 Conclusion	82

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	85
IV.2 objective de l'etude sismique	85
IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique.....	85

IV.3.1 Méthode statique équivalente.....	86
IV.3.2 Méthode modale spectrale.....	87
IV.4 Classification de l'ouvrage selon leur importance	88
IV.5 Choix de la méthode de calcul.....	89
IV.6 METHODE statique équivalente	89
IV.6.1 Calcul de la Force Sismique Totale	89
IV.7 Vérification de l'effort tranchant à la base	98
IV.8 L'effort tranchant de chaque niveau.....	99
IV.9 Vérification des déplacements	99
IV.10 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	100
IV.11 Vérification de l'effort normal réduit	100
IV.12. Vérification du nombre de modes à considérer.....	102
IV.13. Vérification de la période.....	103
IV.14. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment	105
IV.15. Vérification au renversement.....	106
IV.16. Conclusion.....	108

Chapitre V : Ferrailages des éléments résistants

V.1 Introduction	110
V.2 Les poutres	110
V.2.1 Les combinaisons de calcul.....	110
V.2.2. Ferrailage des poutres principales	111
V.2.3. Le ferrailage des poutres secondaires	115
V.3 Ferrailage des poteaux.....	119
V.3.1 Hypothèses de calcul	120
V.3.2 Etat limite de stabilité de forme	120
V.3.3 Détermination des sections d'acier	120
V.4. Les voiles	133
V.4.1 Introduction	133
V.4.2 Les combinaisons de calcul	134
V.4.3. Etude de la section soumise à la flexion composée.....	135
V.4.4. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales.....	135
V.4.5. Le ferrailage des voiles de sens transversal.....	141
V.7 Conclusion.....	148

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1 Introduction	150
-------------------------	-----

VI.2 Les Fondations	150
VI.2.1 Introduction	150
VI.2.2.Les combinaisons	150
VI.2.3.Etude du sol.....	151
VI.2.4.choix de type de fondation.....	151
VI.2.4.1Vérification de la semelle isolée.....	151
VI.2.4.2 Vérification de la semelle filante.....	152
VI.2.5.Calcul de la semelle filante croisée	155
VI.2.5.1.Le Pré-dimensionnement.....	155
VI.2.5.2.Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité.....	157
VI.2.5.3.1.Ferraillage de la semelle.....	158
VI.2.6. Vérification à L'ELS.....	162
VI.2.7.Vérification au poinçonnement.....	163
VI.2.7Schéma de ferraillage.....	164
VI.2.9. L'étude des longrines	164
VI.3.Le voile périphérique	164
VI.3.1.Dimensionnement :	164
VI.3.2.Détermination des sollicitations	167
VI.4.Conclusion	171
Conclusion Générale.....	173
Références.....	175
Annexes.....	177

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	18
---	----

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	24
Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible).....	24
Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.....	25
Tableau II.5: Evaluation des charges de l'acrotère.....	26
Tableau II.6: Evaluation des charges du palier.....	27
Tableau II.7 : Evaluation des charges de la volée (la pailasse).....	28
Tableau II.8: Evaluation des charges du balcon.....	28
Tableau II.9: Évaluation des poids propres des poteaux.....	34
Tableau II.10: Dégression des charges d'exploitation.....	35
Tableau II.11: Descente de charge du poteau.....	36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1: Combinaisons des charges l'escalier.....	55
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	56
Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.	59
Tableau III.4 : Moment aux appuis intermédiaires (poutrelle type1-terrasse inaccessible).....	68.
Tableau III.5 : Moment aux appuis de rive (poutrelle type1terrasse inaccessible)....	68
Tableau III.6 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	69
Tableau III.7 : Moment sur appuis (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	69
Tableau III.8 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	69
Tableau III.9: Efforts tranchants (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	69
Tableau III.10: sollicitation max du calcul.....	70
Tableau III.11: ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travee..	71
Tableau III.12: vérification la contraint de compression du béton.....	72
Tableau III.13: vérification la contraint de traction de l'acier.....	73
Tableau III.14: Moment aux appuis de rive (poutrelle type1 RDC et étages courant)...	73
Tableau III.15: Moment sur appuis (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	73
Tableau III.16: Moment sur travées (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	74
Tableau III.17: Moment en travée (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	74
Tableau III.18: Efforts tranchants (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	74
Tableau III.19: sollicitation max du calcul.....	75
Tableau III.20: ferrailage des poutrelles (Etagé courante + RDC) en travée.....	76
Tableau III.21: vérification la contraint de compression du béton.....	77

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.....	90
Tableau IV.2 : Valeurs de ξ (%).....	91
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient C_T	92
Tableau IV.4 : valeurs du coefficient de comportement R.	93
Tableau IV.5 : valeurs des pénalités P_q	97
Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient de pondération β	98
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	99
Tableau IV.8 : La force sismique de chaque niveau.	99
Tableau IV.9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.....	100
Tableau IV.10 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens xx.	100
Tableau IV.11 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens yy.....	101
Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	102
Tableau IV.13 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.	105
Tableau IV.14 : Les résultats de l'excentricité.	105
Tableau IV.15 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).	106
Tableau IV.16 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).....	106
Tableau IV.17 : Vérification au renversement (sens xx).	108
Tableau IV.18 : Vérification au renversement (sens yy).	108

CHAPITRE V: CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1 : Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.	112
Tableau V.2 : Les Résultats de ferrailage en travée et appuis des poutres principales à ELS.	114
Tableau V.3 : Vérification des contraintes à ELS.	114
Tableau V.4 : La vérification de la flèche.	114
Tableau V.5 : Les Résultats de ferrailage des poutres secondaires à ELU.	116
Tableau V.6 : Les Résultats de ferrailage en travée et appui des poutres secondaires à ELS.	118
Tableau V.7 : Vérification des contraintes à ELS.	118
Tableau V.8 : La vérification de la flèche.	119
Tableau V.9 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :.....	120
Tableau V.10 : Sollicitations dans les poteaux.	120
Tableau V.11 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	126
Tableau V.12 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	127

Tableau V.13: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux.	128
Tableau V.14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	129
Tableau V.15 : Justification de la contrainte de cisaillement.	130

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1 Dimensionnement des semelles sous poteaux	152
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles.	154
Tableau VI.3 : Les sollicitations.	155

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET

Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment	05
Figure I.2 : Vue de la coupe transversale du bâtiment.	06
Figure I.3: Vue en plan de RDC et étage courant du bâtiment.	07
Figure I.4 : Diagramme des déformations limitent de la section.	11
Figure I.5: Module de déformation instantané et différée.	16

Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.....	17
Figure I.7: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.....	18
Figure I.8: Diagramme contraintes déformation de l'acier.....	19

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

Figure II.1: Plancher à corps creux.....	43
Figure II.2: Poutrelle.....	44
Figure II.3: schéma statique de l'acrotère.....	47
Figure II.4: Schéma statique d'escalier	27
Figure II.5: Surface afférente du poteau	33
Figure II.6: Schéma statique de la descente de charge.....	35
Figure II.7: Coupe de voile en élévation.....	40

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1: Type d'acrotère.....	43
Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	47
Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	49
Figure III.5: Schéma de Ferrailage du balcon.....	53
Figure III.6: Schéma de ferrailage d'escalier.....	60
Figure III.7: ferrailage de poutre palière.....	65
Figure III.8: Evaluation des moments fléchissant.....	68
Figure III.9: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	81
Figure III.10: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (plancher terrasse).....	82
Figure III.11: Evaluation des moments et effort tranchant type 01 (Etage courant).....	82

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Figure IV.1 : Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial.....	87
Figure IV.2: Tableau. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).....	87
Figure IV.3 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....	88
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	88
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....	88
Figure IV.6: Deuxième variante des voiles.....	89
Figure IV.7: Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).....	89

Figure IV.8 : Deuxième mode de vibration Vue vue en (deuxième variante).....	90
Figure IV.9: Troisième mode de vibration Vue 3D (deuxième variante).....	90
Figure IV.10 : La relation entre la période empirique et analytique.....	91
Figure IV.11 : Distribution de l'effort tranchant.....	95
Figure IV.12 : Distribution de l'effort Normal.....	95
Figure. IV.13 : Résumé des résultats de ROBOT.....	95
Figure IV.14 : Résumé des résultats de ROBOT.....	96
Figure IV15 : Résumé des résultats de ROBOT.....	97
Figure IV.16 : Moment stabilisant et moments de renversements.....	98

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteau(45*45) (40*40)	98
Figure V.1 : Schéma Schéma ferrailage de La poutre principal.....	115
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.....	119
Figure V.4: Schéma de cadres.	132.
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteau(45*45) (40*40)	132
Figure V.6: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.	133
Figure V.7: Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).....	136
Figure V.8 : Schéma de disposition des excentricités.....	137
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.	141
Figure V.10 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).....	142
Figure V.11: Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale.....	143
Figure V.12 : Schéma de disposition des excentricités.	144
Figure V.13 : Schéma de ferrailage de Voile transversale.	148

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.....	151
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filant.....	159
Figure VI. 3 : Coupe de la semelle filante.	160
Figure VI.4 : La semelle filante	163
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de fondation.....	164
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de La longrine.....	160
Figure VI.8: Schéma de ferrailage de La longrine.....	167
Figure VI.9. : la poussée des terres sur le voile périphérique.	167
Figure VI.8 : Le voile périphérique.....	167
Figure VI.10 : Ferrailage du voile périphérique.	167

Liste des abréviations et symboles

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

P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu .
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
σ̄_{bc}	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.
σ̄_s	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_l	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment RPA99 version 2003 [1], BAEL91 [2], CBA93 [3], DTR [4]. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+6, présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventé par des voiles en béton armé. Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT2014 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le RPA99/version 2003 [1] CBA93 [3]. Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en six chapitres, le premier consiste à donner présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire.

Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique de la structure par le logiciel ROBOT2014. Le chapitre cinq nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT2014.

Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure, suivi d'une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de projet et
caractéristique des matériaux

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, `utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Cette étude consiste à optimiser la disposition des voiles de contreventement dans un bâtiment (R+6) à usage d'habitation, ayant une forme peu rectangulaire, Le bâtiment sera implanté à, **ZGHAIA (Zone IIa)** qui est de forte sismicité et de groupe d'usage 2, il fait partie d'un projet de 255 logements sociaux locatifs, en tenant compte des exigences imposées par le RPA99/version 2003 et l'impact économique.

- Le bâtiment comporte six (6) étages courants à usage d'habitation de type F4.
- La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.
 - Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées.
 - ✓ Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - ✓ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
 - Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur
- Les planchers sont constitués par des planchers en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.
- La structure est contreventée par voiles, dans les deux sens assurant une stabilité du bâtiment lors d'un séisme ou d'un vent, et présentant une résistance aux sollicitations dues aux charges verticales.

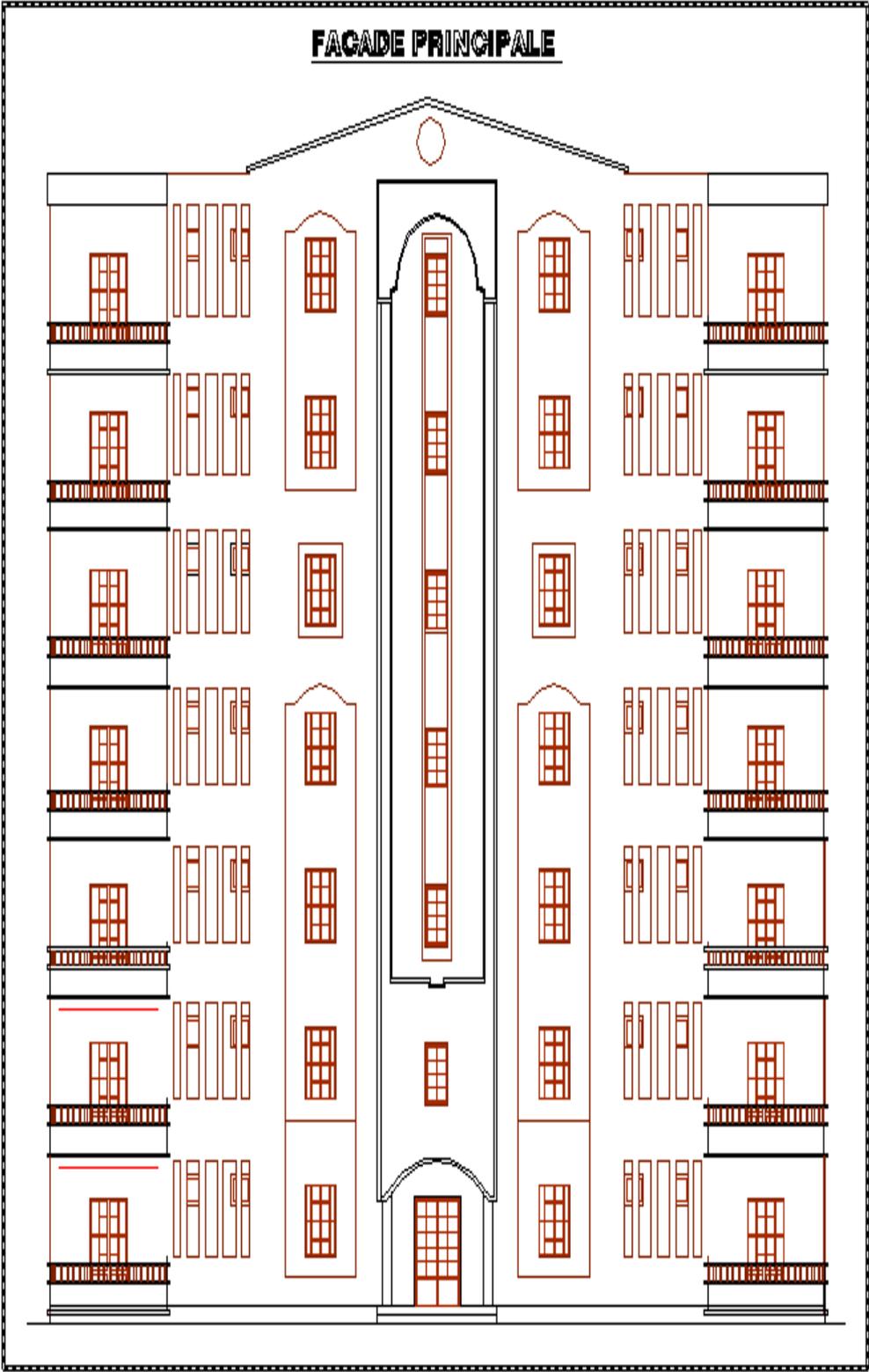


Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment.

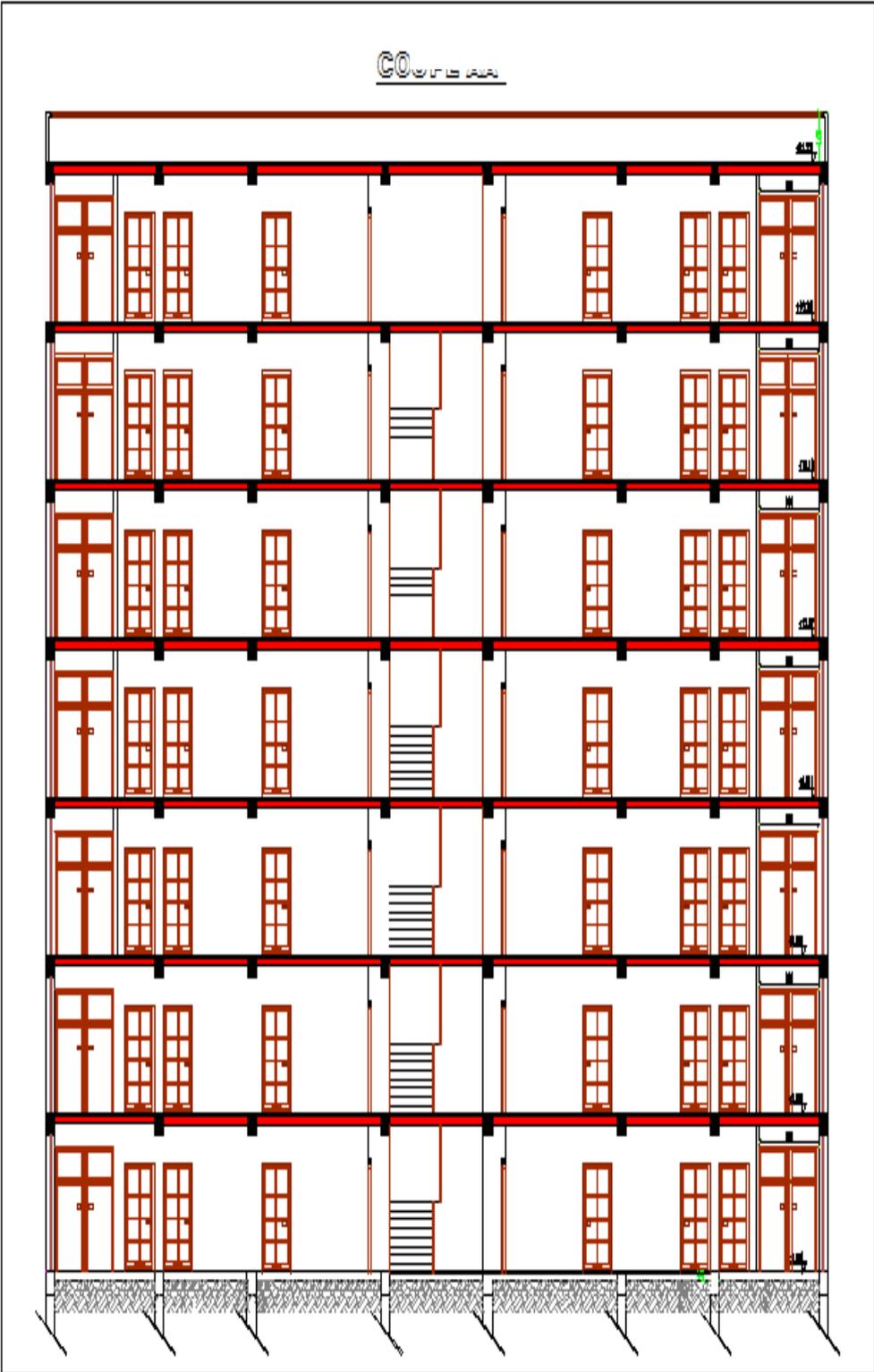


Figure I.2 : Dimensions en élévation du bâtiment.

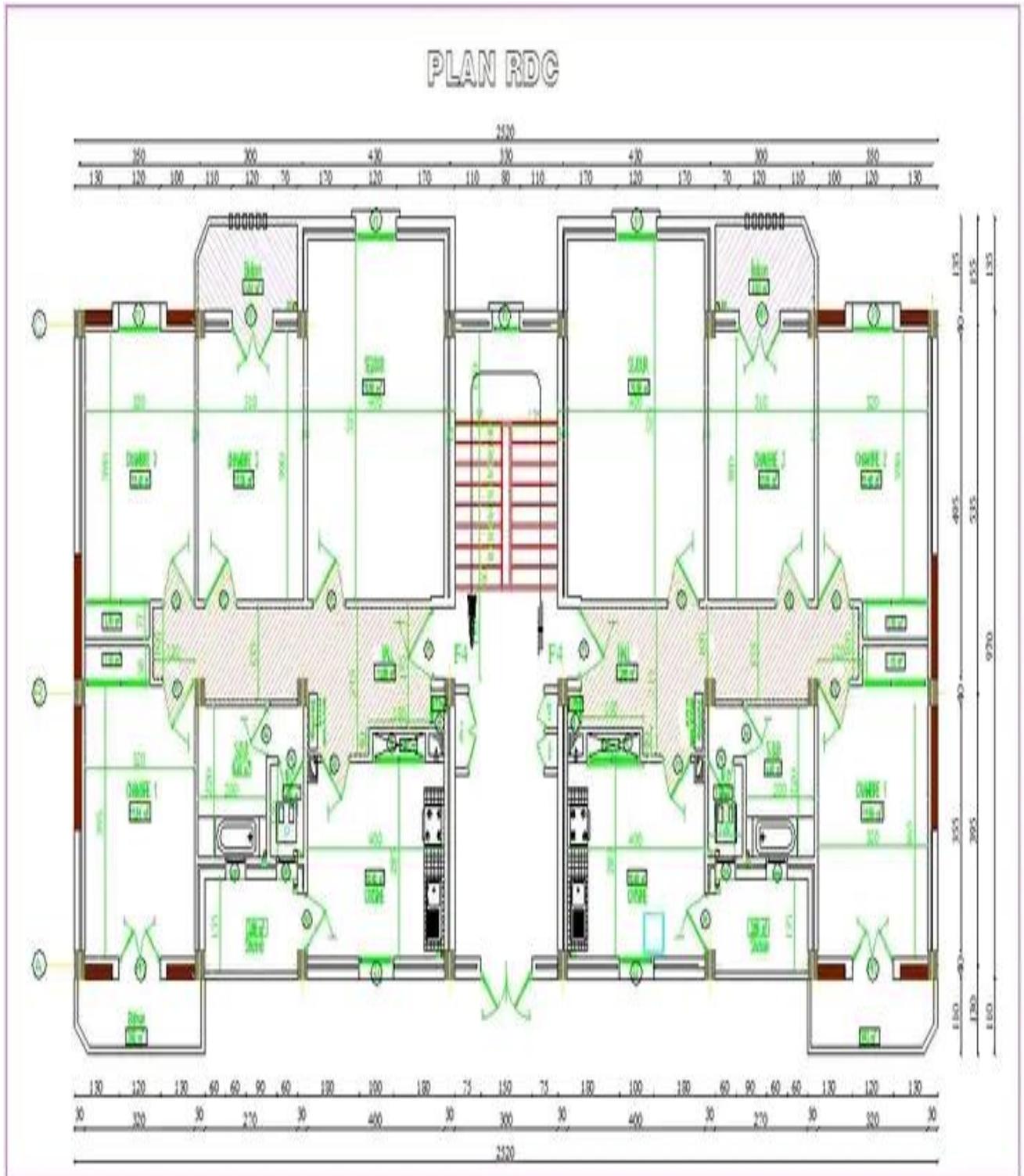


Figure I.3: Vue en plan de RDC du bâtiment.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

- Largeur totale de bâtiment..... $B= 9.70$ m.
- Longueur totale de bâtiment $L= 25.20$ m.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H= 22.02$ m.
- Hauteur de RDC..... $h_{RDC}= 3.06$ m.
- Hauteur d'étage courant..... $h_e= 3.06$ m.
- Hauteur de l'acrotère $h_{ACR}=0,60$ m.

I.4 Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du laboratoire du sol au niveau de la wilaya de Mila daté en mars 2014 le taux travail du sol est de :

- La contrainte étudiée du sol est $\delta \text{ sol} = 2 \text{ bar}$ pour un encrage de 1.5m,
- Le poids spécifiques de terre $\gamma_h = 1.8 \text{ t} / \text{m}^3$,
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$,
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.5 Description de l'ossature :

- **Conception structurales :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique contreventé par des voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA (version 2003), vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

- **Planchers :**

Dans notre projet utilisé deux types de plancher :

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

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.

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

- **Poteaux :**

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

- **Escalier :**

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

- **Murs :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

- **Revêtement :**

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

- **Voiles :**

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

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

- **Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes

Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

Limite les tassements.

Réalise l'encastrement de la structure dans le sol.

- **Acrotère :**

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

- **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

- **Isolation :**

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

I.6 Règles et hypothèses de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

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

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

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

- Le système (Système **2** de RPA 2003) est constitué de voiles uniquement ou de voile et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent **plus de 20%** sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I.6.2. Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçue et calculer de manière a présenté durant toute sa durée d'exploitation de ses unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

a. Etats limites ultimes (ELU)

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

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

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

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

a.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 0/00 et le raccourcissement unitaire du béton limite à 3.5 0/00 dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 0/00 dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

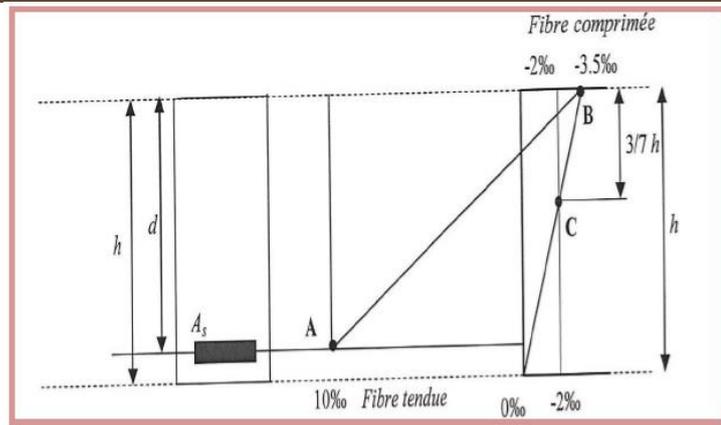


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.

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

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

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

b. Etat limite de service

- Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

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

$$q = G+Q.$$

b.1 Hypothèses

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

I.6.3 Nature des actions : On distinguer

a) Action permanente :

(DTR; R.N.V 99) Les actions permanent ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

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

b) Action variable

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

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

c) Action accidentelle

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels : séismes, explosion, chocs et les incendies.

- ✓ Le séisme « E » [3,4,5].

I.5.4. Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

✓ Pour les planchers

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

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

A l'ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismiques, les combinaisons pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99/2003 on a :

✓ Pour les poutres

$1.35 G + 1.5 Q E$

$G + Q$

$G + Q + E$

✓ Pour les poteaux

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 G + E$

✓ Pour les voiles

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [4, 6, 7,8].

I.7.1 Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenue en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposés de manière à équilibré les efforts de traction).

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25$ MPa.

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

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

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

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** :
 - › La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteint une résistance suffisant.
 - › Le placement des armatures.

- Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains aux brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs au de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé [9].

I.7.1.2 Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par 1m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325)dosé à 350 kg /m^3
- Sable grossier..... $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ L}$
- Gravier..... $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
- Eau de gâchage..... 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2400 Kg/m^3 [6, 7,10].

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

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

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

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

Dans les cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm^2 de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm .

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

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

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

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

b) Résistance du béton à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

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

c) Déformation longitudinale du béton

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

c.1) Module de déformation longitudinale instantané

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

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

c.2) Module de déformation longitudinale différé

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

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

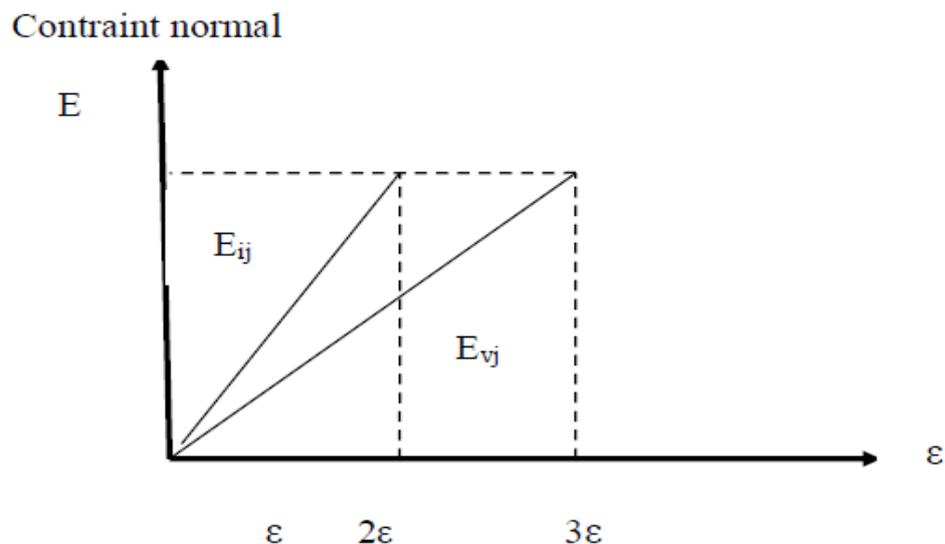


Figure I.5: Module de déformation instantané et différée.

c.3) Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

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

d) Coefficient de Poisson

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

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

e) Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

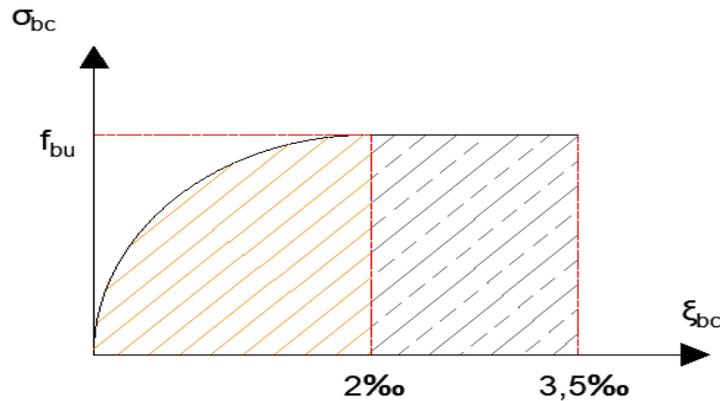


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

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

La contrainte limite ultime est donnée par:

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

Avec:

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

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

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

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

Le coefficient γ_b :

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

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

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

f) Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

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

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

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

- Dans le cas des armatures inclinées

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

Diagramme contrainte déformation du béton à ELS

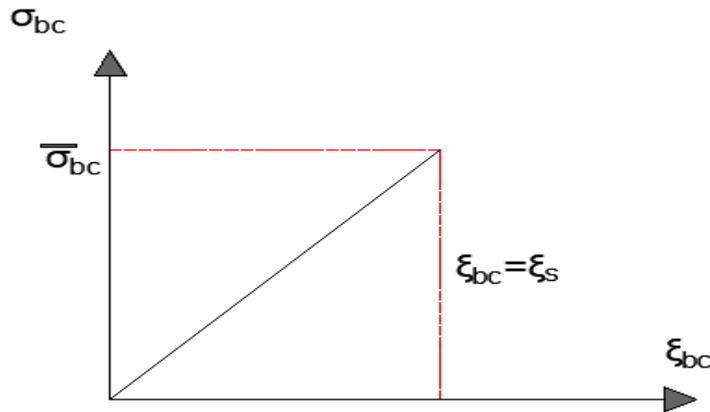


Figure I.7: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

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

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

I.7.2 Acier :

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

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.7.2.1 Caractères mécaniques :

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}.$$

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

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

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers .

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

a) Contraint limite de l'acier

a.1) Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

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

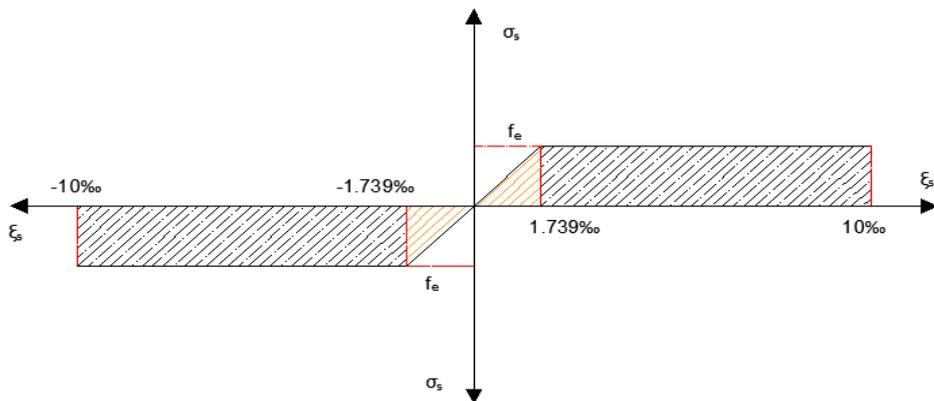


Figure I.8: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

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

Le coefficient γ_s :

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

On rappelle que : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

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

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

Contraintes de traction

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

Pour : $f_e = 400$ MPa :

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

a.2) Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

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

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

- $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_{st} = 192.79 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_{st} = 157.74 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

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

• Béton

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

• Acier

- Les barres (HA): Fe E400
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

I.9 Conclusion :

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure, objet du chapitre suivant.

Chapitre II :

**Pré dimensionnement des
éléments de structures et
évaluation des charges.**

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Pré dimensionnements des éléments structuraux :

II.2.1 Planchers :

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

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

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

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

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

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

$L_{\max} = 4.3$ m.

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{430}{22.5}$$

$$h_t \geq 16 \text{ cm}$$

Donc en adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

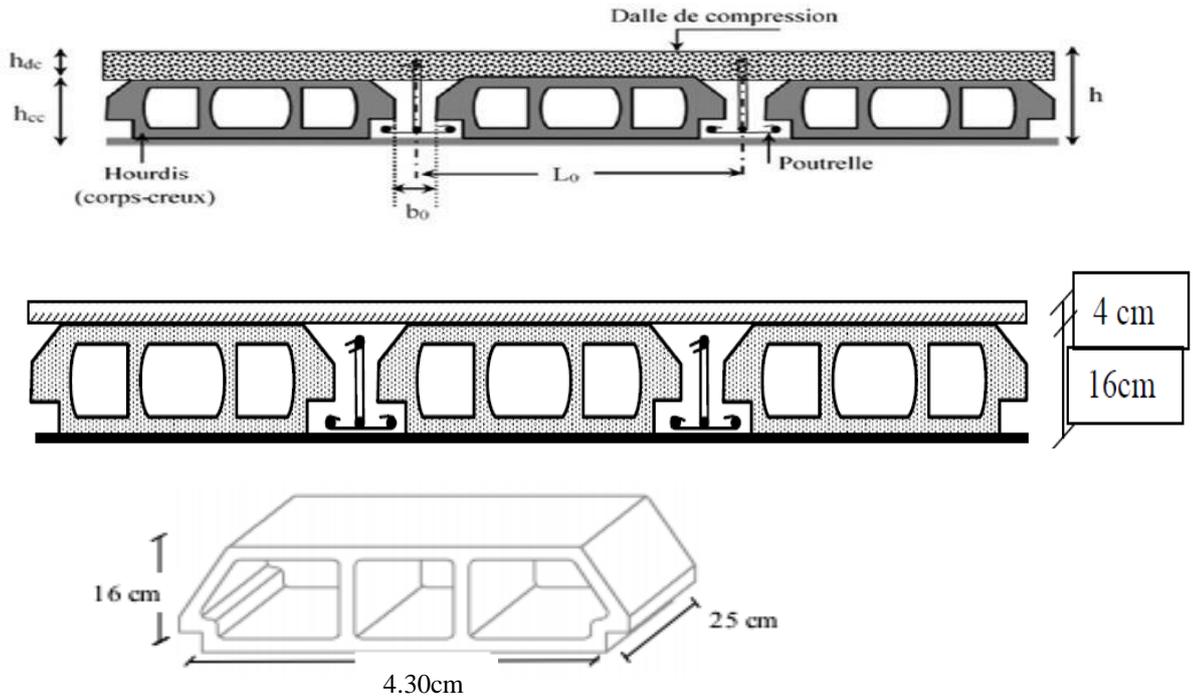


Figure II.1: Plancher à corps creux

a. Poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

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

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

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

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

Avec :

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

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{max} = 430 \text{ cm}$).

Tel que:

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

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{430}{10}\right) = \min(27.5; 43) \text{ cm}$$

On adopte:

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification:

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

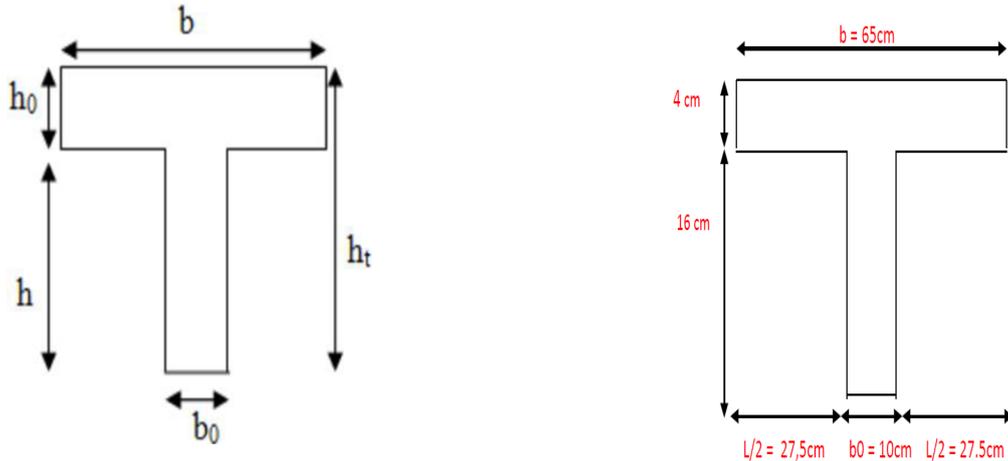


Figure II.2: Poutrelle

II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon) :

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

a. Résistance au feu

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

On admet que : **$e = 16 \text{ cm}$** .

b. Résistance à la flexion

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

- Pour une dalle sur un seul appui:

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

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

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

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc : $L_x = 1.5m$

$$4.28 \leq e \leq 5$$

$$e = 4.5m$$

$$e_{dalle} = \max(16; 4.5)cm$$

$$= 16cm$$

II.2.2 Évaluation des charges et des surcharges:

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

- **Plancher terrasse (16+4).**

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

Désignation	epaisseur	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection gravillon	0.05	0.85	
Étanchéité multicouche	0.02	0.12	
Forme de pente	0.06	2.2	
Isolation thermique en liège	0.04	0.16	
Plancher corps creux	16+4	2.72	
Enduit en plâtre sous plafond	0.02	0.20	
TOTAL	/	6.33	1.00

- **Plancher courant (16+4)**

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

Désignation	epaisseur	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44	
Mortier de ciment	0.02	0.40	
Mortier de pose (sable fin)	0.02	0.36	
corps creux	0.2	2.72	
Enduit en plâtre	0.02	0.20	
Cloisons	0.1	0.75	
TOTAL	/	5.25	1.50

- **Murs extérieurs:**

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

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit intérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35
Brique creuse	0.90
Enduit extérieur en ciment	0.40
TOTAL	2.76

- **Murs intérieurs:**

Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35
Enduit intérieur en ciment	0.40
TOTAL	2.15

- **Acrotère:**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Pour la terrasse inaccessible on prend cm (**h= 60cm**).

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

$$S = (0,60 * 0,10) + \frac{0,02 * 0,10}{2} + 0,08 * 0,10$$

$$S = 0,0695 \text{ m}^2$$

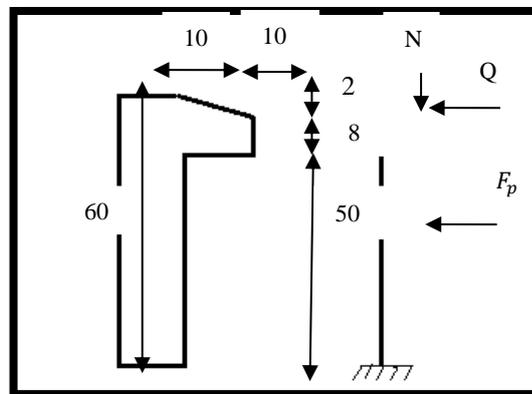


Figure II.3: schéma statique de l'acrotère.

Tableau II.5:Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0.30
Béton	0.42
Enduit de ciment intérieur	1
TOTAL	1.72

• **Escalier :**

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

Etude de l'escalier :

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

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

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

Formule de BLONDEL :

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

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

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

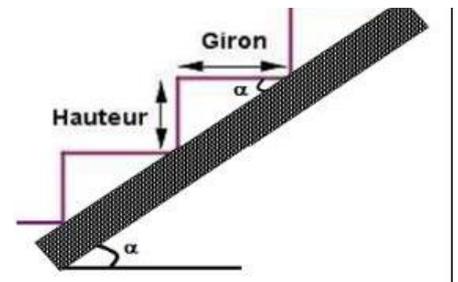
$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de marche)}$$

$$(n-1) \times g = H$$

$$g = \frac{H}{n-1} = \frac{153}{8} = 19.125 \text{ cm}$$

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



Epaisseur de la paillasse et de palier :

➤ Epaisseur de la paillasse :

$$Tg\alpha = \tan^{-1} \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 32.53^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés :

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

9.5 ≤ e ≤ 14.25 donc on a choisi : **e = 15cm**

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

Donc : **e=15cm**

• **Palier :**

Tableau II.6: évaluation des charges du palier

Désignation		e (cm)	G(KN/m ²)
Dalle plain	25	15	3.75
Carrelage	20	2	0.40
Mortier de ciment	20	2	0.36
Lit de sable	18	2	0.44
Enduit de ciment	18	1.5	0.2
G	5.15 KN/m²		
Q	2.5 KN/m²		

• **La volée:**

Tableau II.7 : évaluation des charges de la volée (la paillasse)

Désignation		e (m)	G(KN/m ²)	
Dalle plain		25	0.15/cos(29.53)	4.30
Carrelage	Horizontale	20	0.02	0.40
	Vertical		0.02*(h/g)	0.24
Enduit de ciment		18	0.015/cos(29.53)	0.31
Mortier en ciment	Horizontale	20	0.018	0.40
	Vertical		0.018*(h/g)	0.24
Poids de la marche		25	0.17/2	2.12
Garde de corps	/	/		0.6
G volée	8.717 KN/m²			
Q volée	2.5 KN/m²			

- **Balcon :**

Tableau II.8: évaluation des charges du balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	20	0,36
Enduit en ciment	2	18	0,40
Dalle pleine	15	25	4.00
Charge permanente totale			G = 5.33
Surcharge d'exploitation			Q = 3.50

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- **Murs extérieurs: G = 2.76KN/m²**
- **Plancher:**
 - Plancher terrasse : G= 6.33 KN/m² ; Q= 1 KN/m²
 - Plancher étage : G= 5.25 KN/m² ; Q= 1.5 KN/m²
- **Murs intérieurs : G = 2.15KN/m²**
- **Acrotère : G = 3.04 KN/m²**
- **Escalier: G = 5.15 KN/m² (surcharge permanente pour palier de repos)**
G = 8.717 KN/m²(surcharge permanente pour pailleasse)
Q = 2.50KN/m²
- **Balcon : G = 5.33 KN/m²**
Q = 3.50 KN/m²

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Poutres :

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

a. Poutres principales :

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

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

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

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 5.35\text{m}$)

D'où:

$$\frac{535}{15} \leq h_t \leq \frac{535}{10} \Rightarrow 35.66 \leq h_t \leq 53.5 \quad \text{Donc : soit } h_t = 45 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification:

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

Donc on adopte une poutre principale de section $(30 \times 45) \text{cm}^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

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

$h \geq 30 \text{cm}$ $h = 45 \text{cm} > 30 \text{cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{45}{30} = 1.50 < 4$ vérifiée.

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(30 \times 45) \text{cm}^2$.

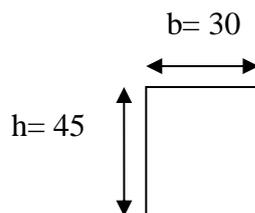


Figure II.5 : La section de la poutre principale (30×45) .

b. Poutres secondaires :

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

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

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.30$ m)

D'où:

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66 \leq h_t \leq 43 \quad \text{Donc : soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification:

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

Donc on adopte une poutre principale de section $(30*35) \text{ cm}^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

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

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

$$\frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{40}{30} = 1.3 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de $(30*35) \text{ cm}^2$.

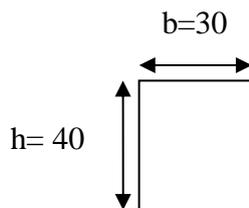


Figure II.6 : La section de la poutre secondaire $(30*40)$.

II.3.2 Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

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

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

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées:

(45x45) cm² pour les poteaux des étages **RDC, 1^{er}, 2^{ème}**

(40x40) cm² pour les poteaux des étages **4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étages**

Vérification : (R.P.A 99).

- **Pour :(45x45) cm²**

$$\min(45,45) \geq 25\text{cm} \rightarrow CV$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{285}{20} = 15.3 \rightarrow CV$$

$$0.25 \leq \frac{45}{45} \leq 4 \rightarrow CV$$

- **Pour :(40x40) cm²**

$$\min(40,40) \geq 25\text{cm} \rightarrow CV$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{285}{20} = 15.3 \rightarrow CV$$

$$0.25 \leq \frac{40}{40} \leq 4 \rightarrow CV$$

Descente de charges

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.

- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

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

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

- **Poteau le plus sollicité:**

- Les charges et surcharges :

La surface afférente:

$$S = 2.25(2+2.47) + (1.6 \cdot 2.47) + (2 \cdot 1.77) = 15.36 \text{ m}^2$$

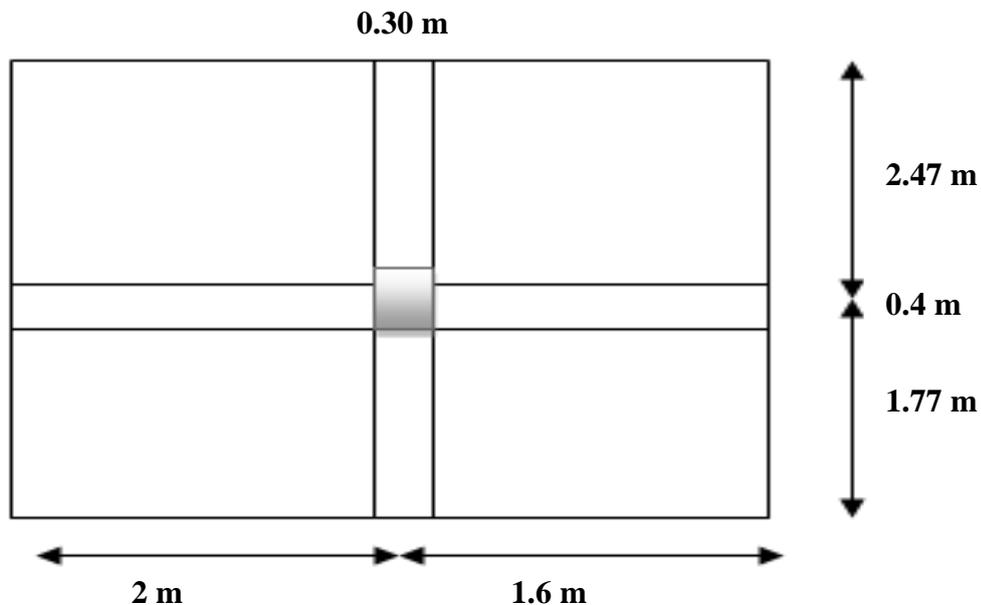


Figure II.5: Surface afférente du poteau.

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6.33 * 15.3 = 96.84 KN \\ Q = 1 * 15.3 = 15.3 KN \end{cases}$$

Plancher étages:

$$\begin{cases} G = 15.36 * 5.25 = 80.32 KN \\ Q = 15.36 * 1.5 = 22.95 KN \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.25 * 0.30 * 0.45 * 25 = 14.34 KN \\ G_{ps} = 3.60 * 0.30 * 0.4 * 25 = 10.8 KN \end{cases}$$

Poteaux :

$$G_{Pot} = S. 25. H_e$$

Tableau II.9: Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	, 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages
S (m ²)	0.20	0.16
Gp	15.49	12.24

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+6) à usage d'habitation:
- Plancher RDC Q=1.5 KN/m².
- Plancher 1^{er} au 6^{ème} (habitations) Q=1,5 KN/m².
- Plancher terrasse (non accessible) Q=1 KN/m².

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

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on

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

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Tableau II.10:Dégression des charges d’exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m ²)
6	$Nq_0=1,00$	1
5	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
4	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
3	$Nq_3=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
2	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
1	$Nq_5=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
RDC	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

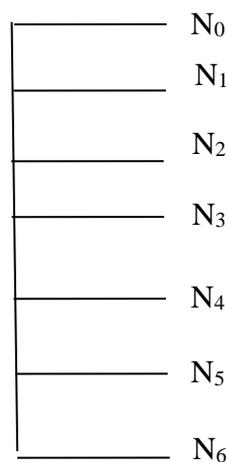


Figure II.6: Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges :

Dans tous les étages, nous prenons des sections des poteaux (45×45) et (40×40) cm²:

Tableau II.11 :Descente de charge du poteau.

	Elements	G(KN)	Q(KN)
N₁	Plancher terrasse	96.84	
	Gpp (30 x 45) cm ²	14.34	
	Gps (30 x 40) cm ²	10.8	
	Total	121.98	15.3
N₂	Venant N ₁	121.98	
	Poteau (45 x 45) cm ²	15.49	
	Total	137.47	
N₃	Venant N ₂	80.32	
	Plancher étage	14.34	
	Gpp (30 x 45) cm ²	10.8	
	Gps (30 x 40) cm ²		
	Total	105.46	38.25
N₄	Venant N ₃	15.49	
	Poteau (45 x 45) cm ²		
	Total	120.95	
N₅	Venant N ₄	80.32	
	Plancher étage	14.34	
	Gpp (30 x 45) cm ²	10.8	
	Gps (30 x 40) cm ²		
	Total	120.95	58.9
N₆	Venant N ₅	15.49	
	Poteau (45 x 45) cm ²		
	Total	136.44	
N₇	Venant N ₆	80.32	
	Plancher étage	14.34	
	Gpp (30 x 45) cm ²	10.8	

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

	Gps (30 x 40) cm ²		
	Total	120.95	77.26
N₈	Venant de N ₇ Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	133.19	93.33
N₉	Venant de N ₈ Plancher étage Gpp (30 x 45) cm ² Gps (30 x 40) cm ²	80.32 14.34 10.8	
	Total		
N₁₀	Venant de N ₉ Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	133.19	107.71
N₁₁	Venant de N ₁₀ Plancher étage Gpp (30 x 45) cm ² Gps (30 x 40) cm ²	80.32 14.34 10.8	
	Total	133.19	118.81
N₁₂	Venant de N ₁₁ Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
N₁₃	Venant de N ₁₂ Plancher étage Gpp (30 x 45) cm ² Gps (30 x 40) cm ²	80.32 14.34 10.8	
N₁₄	Venant de N ₁₃ Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	848.79	118.81

❖ Les vérifications nécessaires :

a) Poteau RDC:

• **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 848.79 + 1.5 * 153.19 = 1375.36KN$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que: $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.15 \times 1375.36 = \mathbf{1581.66KN}$.

Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1581.66 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.035m^2$$

On a: $B = 0.16 m^2$

$B = 0.16 m^2 > 0.035 m^2$Condition vérifiée.

Pour les poteau(45*45) on a : $B = 0.20$

$B = 0.20 m^2 > 0.035 m^2$Condition vérifiée.

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante:

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.142m$$

$$B = 0.16m^2$$

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

$$i = \sqrt{\frac{0.213 * 10^{-2}}{0.16}} = 0.1153$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.1153} = 18.577 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{18.577}{35}\right)^2} = 0.804$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{1334.23 * 10^{-3}}{0.804 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right)} = 0.078m^2$$

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

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

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

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

Nous avons:

$$B_r = (40-2) * (40-2) * 10^{-4} = 0.1444 \text{ m}^2$$

$0.1444 \text{ m}^2 > 0.078 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.3.3 Voile :

a. Définition et Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003).

D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003 (article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas

contraire, les éléments sont considérés comme des éléments

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 13.9 \text{ cm} \quad \text{linéaires.}$$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{22})$$

Avec

L: longueur du voile.

e: épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

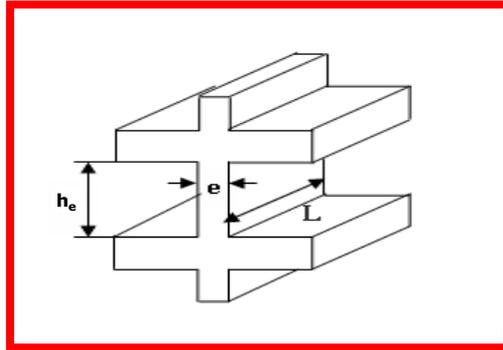


Figure II.7: Coupe de voile en élévation

Exemple:

On a:

$h_e = 3.06$ mpour R.D.C et étage courant.

On a; $e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13.90cm$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{22})$$

On adopte:

e= 20cm.....pour R.D.C et étage courant.

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

$$L_{\min} \geq 4e \quad \text{donc on adopte: } L_{\min} \geq 64cm .$$

On a: $L_{\min} = 100$ cm.....C'est vérifier.

II.4 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, l'acrotère ; poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaires

III Calcul des éléments secondaires :

III.1 Introduction :

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

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

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

III.2 Calcul de l'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à

l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)

III.2.2 Evaluation des Charges :

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

Surcharge (la main courante) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.3. Sollicitations :

III.2.3.1 Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 1.72 = 2.322 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5N_Q \cdot h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.3.2 Etat limite de service :

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

$$M_{ser} = N_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

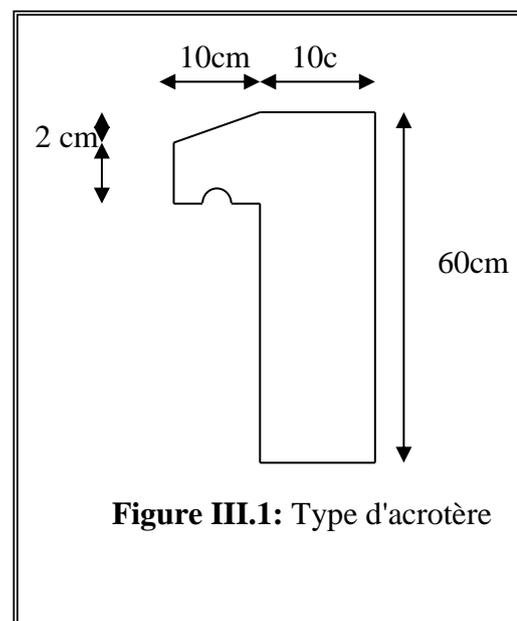


Figure III.1: Type d'acrotère

III.2.4 Ferrailage :

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

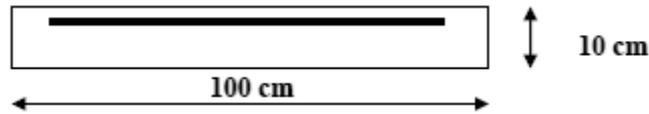


Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section:

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

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

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

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

III.2.4.1 Calcul à l'E.L.U :

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

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

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.322} = 0.39 \text{ m}$$

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

Calcul de l'élancement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1.2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec:} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad ; B = b \times h \quad ; i = 0.029$$

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

$$\lambda_{\max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h , 100])$$

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

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

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

$$\alpha = 10(1 - M_u/1,5.M_{ser}) = 0$$

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

$$e_a > \max (2\text{cm}, 1/250) = \max (2\text{cm}, 60/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

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

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

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

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

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

La sollicitation corrigée.

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

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,097 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{ua} = 0,097 + 2,322 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right)$$

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

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.106}{0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-2} = 0.0092 \Rightarrow \mu = 0.0109 < 0.186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0.013$$

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

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

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

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

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

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

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

$$A_u = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

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

$$A_u = 0.34 \times 10^{-4} - \frac{0.2322 \times 10^{-2}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.4.2 Calcul à l'ELS :

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

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

► Calcul de l'excentricité

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

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

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

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

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

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

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

III.2.4.3 Condition de non fragilité

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

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

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml espacée de 25cm

III.2.5 Armature de répartition :

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

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

III.2.6 Vérification au cisaillement:

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

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

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

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

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

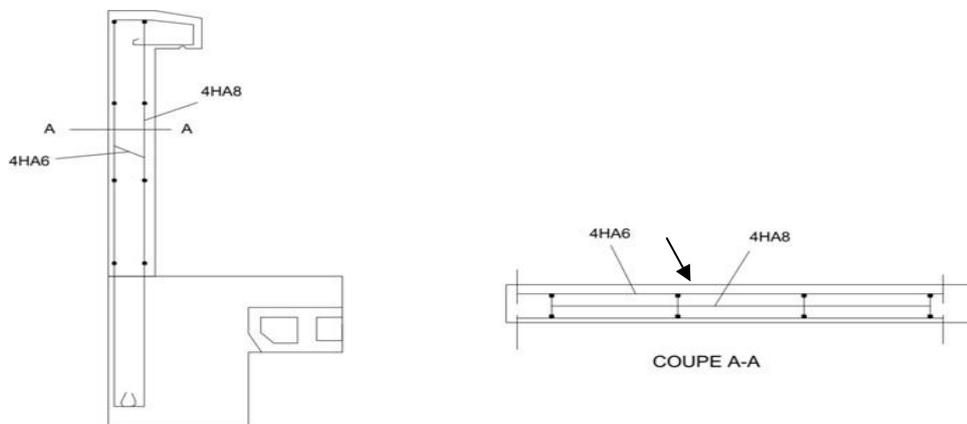


Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

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

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par:

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{avec } L = 1.20 \text{ m}$$

$$8.33 \leq e \leq 13.5 \text{ on prend: } e = 12 \text{ cm.}$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : $e = 16 \text{ cm}$.

III.3.1.1 Evaluation des charges:

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

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

Pour 1 ml :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

III.3.1.2 Sollicitations:

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

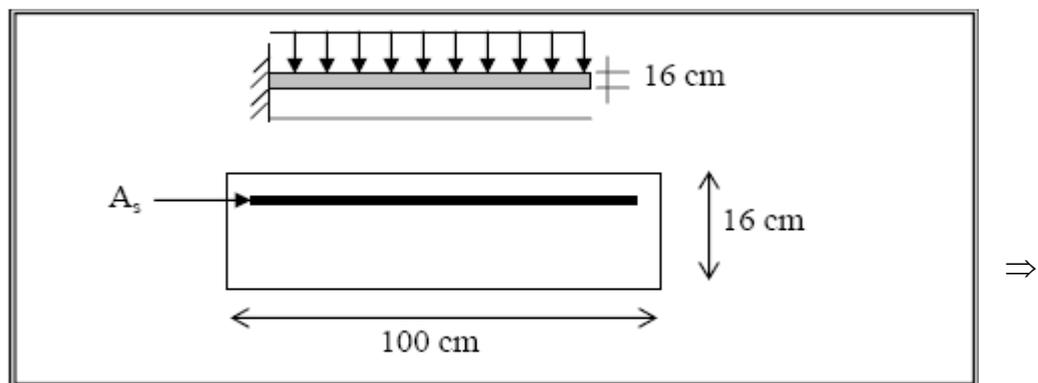


Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.3.1.3 Combinaisons:

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.44 \text{ KN / ml}$$

$$P_{ser} = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN / ml}$$

$$M_u = - \frac{P_u \times L^2}{2} = - 10.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = - \frac{P_{ser} \times L^2}{2} = - 7.03 \text{ KN.m}$$

a/ ELU

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.4}{7.0} = 1.49 \Rightarrow \mu = 0.2999, \alpha_c = 0.459$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12.44}{1(0.9 \times 0.16)^2 \times 10^2} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.047$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348$ MPa, $\varepsilon_s = 10^{-3}$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.060$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.131 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } \mathbf{4HA10} \quad (A_s = \mathbf{3,14} \text{ cm}^2)$$

b/ ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \alpha \times d = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.075 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.144 - (0.075/3) = 0.118 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.066 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.63 \times 10^{-2}}{0.118 \times 201.63} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA10** ($A_s = \mathbf{3.14} \text{ cm}^2$)

III.3.1.4 Vérification des contraintes:

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1). \sigma_{bc} < 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} < 15 \text{MPa}$$

$$2). \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

Selon le BAEL91

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} by^2 + 15A'_s (y-c) - 15A_s (d-y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} by^2 - 15A_s (d-y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 3.14 (14.4 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 447.05$$

$$y = (-67.8 + 447.05)/100 \Rightarrow y = 3.8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15A_s (d-y)^2 = 0 \Rightarrow I = \frac{100 \times (3.8)^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (14.4 - 3.8)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.9447 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.78 \times 3.8 \times 10^{-4}) / (0.9447 \times 10^{-4}) = 3.13 < 15 \text{ Mpa (vérifier)}$$

$$2). \sigma_{st} = \frac{nM_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 0.65 \times 10^{-2} (0.144 - 3.8 \times 10^{-2})}{0.9447 \times 10^{-4}} = 109.40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ (vérifier)}$$

III.3.1.5. Condition de non fragilité:

$$e = 16 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2 ; y = 3.80 \text{ cm}$$

$$A > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times (0.9 \times 0.16) \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_s$$

III.3.1.6 Vérification de l'effort tranchant:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{tel que } V_u = 1.186 \text{ KN/ml}$$

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

V_u : valeur de l'effort tranchant pour E.L.U

$$\tau_u = \frac{1.186}{1 \times 0.144} \times 10^{-2} = 0.082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.7 Vérification au séisme:

D'après le RPA 99/Version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :

$$\mathbf{F_P} = 4 \mathbf{A} \mathbf{C_p} \mathbf{W_p}$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$\mathbf{A} = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III)}$$

CP : facteur de force horizontale.

$$\mathbf{CP} = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

WP : poids de la console

$$\mathbf{WP} = 0.490 \text{ t/m}^2$$

$$\mathbf{D'où ; F_P} = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 0.490$$

$$\mathbf{F_P} = 0.392 \text{ t}$$

$$\mathbf{P_u} = 1.5 \mathbf{F_p}$$

$$\mathbf{M_u} = 1.25 \times \mathbf{P_u} = 0.735 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 0.49 \text{ t.m/ml}$$

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.735}{0.49} = 1.5 \Rightarrow \mu_c = 0.334, \alpha_c = 0.5297$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.735}{1 \times (0.9 \times 0.16)^2 \times 14.17} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.025$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10^{-3}$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.032$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.142 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.49 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } \mathbf{4HA8} \text{ (} A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

III.3.1.8. Conclusion:

E.L.U: $A_s = 4HA10$ ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$)

E.L.S: $A_s = 4HA8$ ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)

Force sismique $A_s = 4HA8$ ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)

On opte comme section d'armature :

$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ (4HA10)

$A_t = A_s / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 \blacktriangleright 4HA8$ (2.01 cm^2)

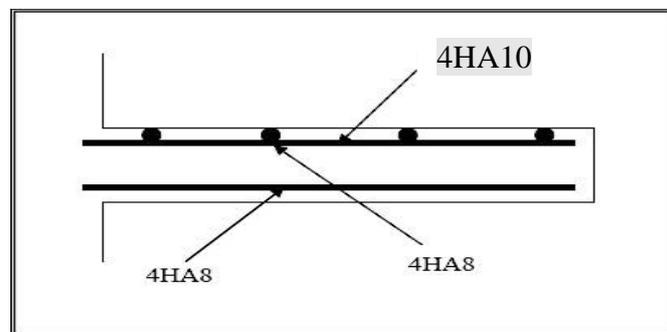


Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Calcul des escaliers :

III.4.1 Définition :

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

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

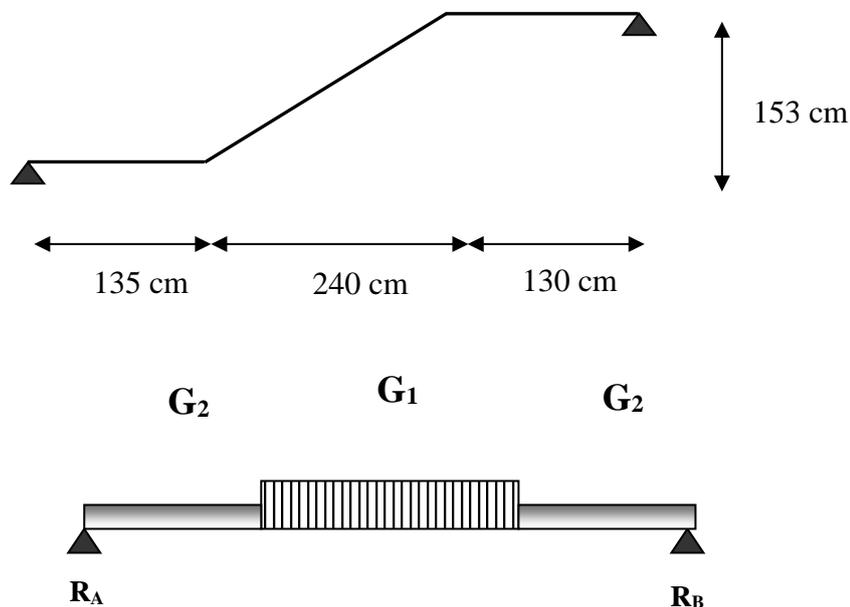
III.4.2 Schéma statique :

Palliasse $G_1=8.71 \text{ KN/m}$

$Q_1=2.5 \text{ KN/ml}$

Palier : $G_2=5.15 \text{ kn/ml}$

: $Q_2=2.5 \text{ KN/ml}$



III.4.3 Combinaisons des charges :

III.4.3.1 Calcul des charges à l'ELU et l'ELS :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

a) Palliasse

L'ELU

$$q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \Rightarrow q_{u1} = 1.35 \times 8.71 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{u1} = 15.51 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 \Rightarrow q_{ser1} = 8.71 + 2.5$$

$$q_{ser1} = 11.21 \text{ KN/ml}$$

b) Palier**L'ELU**

$$q_{u2} = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 \Rightarrow q_{u2} = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{u2} = 10.70 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 \Rightarrow q_{ser2} = 5.15 + 2.5$$

$$q_{ser2} = 7.65 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.1: Combinaisons des charges l'escalier.

Combinaisons	Volée (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	15.51	10.70
ELS	11.21	7.65

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

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

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

III.4.3.2 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

ELU :

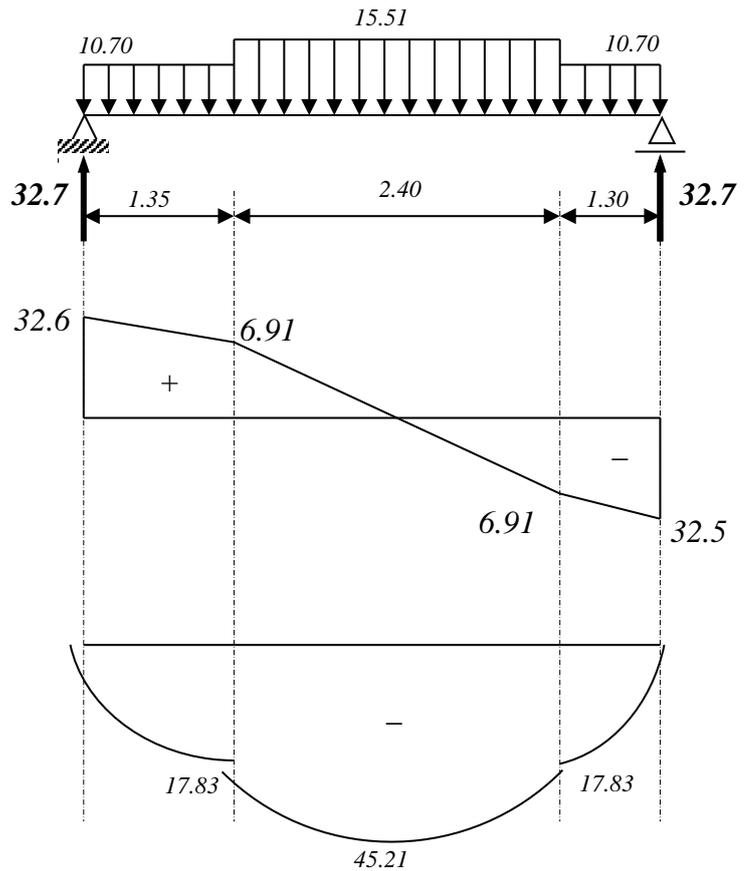


Figure III.6: Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations

	M_{max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
E.L.U	45.21	13.56	38.42	32.73
E.L.S	32.62	9.78	27.72	23.55

III.4.3.3 Calcul de ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

❖ Travée

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

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

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{38.42 * 10^3}{14.2 * (16.2^2 * 100)} = 0.103 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.136$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38.42 \times 10^3}{348 \times 0.95 \times 13} = 8.93 \text{ cm}^2$$

❖ **Conditions non fragilité**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 13}{1000}, 0.23 \times 100 \times 162, \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.3, 1.95\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.95 \text{ cm} < 3.88$$

On pond **8HA12 ; 9.05cm²**

❖ **Espacement :**

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

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

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On pond **3HA10 ; 2.36cm²**

❖ **Espacement entre les armatures**

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{72, 45\}$$

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

$$S_t = 33\text{cm}$$

❖ **Ferraillage aux appuis**

$$M_u = 13.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{13.56 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 16.2^2} = 0.036 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.056$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A_u = \frac{13.56 \times 10^3}{0.98 \times 384 \times 16.2} = 2.33 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times d}{1000}; 0.23b * d; \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{2.17; 1.95\}$$

$$A_s < A_{\min} \longrightarrow A_s = 2.33 \text{ cm}^2$$

On prend: **3HA10 S=2.36 cm²**

Espacement

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

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

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.78cm^2$$

On prend : **3HA8**

Vérification à E.L.S

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

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

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

Travée :

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 4.52(13 - y) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 881.4.$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 425.30$$

$$y = \frac{425.30 - 67.5}{100} = 3.57$$

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

$$I_t = \frac{100 \times 3.57^3}{3} + 15 \times 4.52(13 - 3.57)^2 = 5769.46cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{12.16.10^5 \times 3.57}{5769.46.10^2} = 4.51MPa < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b ≤ σ _b ⁻
Travée	27.72	7.69	5.06	18633.4	7.52	CV
Appuis	9.87	3.15	3.47	9049.72	8.78	

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 32.73 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{32.73 \times 10^3}{162 \times 1000} = 0.202 \text{ MPa}$$

❖ La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0.202 < 3.33 \rightarrow \text{CV}$$

❖ Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 505 = 0.035 \leq 0.0625 \rightarrow \text{cnv} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.044 \Rightarrow \frac{16.88}{10 \times 19.87} \Rightarrow 0.035 < 0.084 \rightarrow \text{CNV} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.034 \leq \frac{7.69}{400} = 0.019 \rightarrow \text{cv} \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

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

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

I_{fi}: l'inertie fissurée

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

$$\lambda_i = 6.17 \Rightarrow \mu = 0.296 \Rightarrow I_{fi} = 20306.52 \Rightarrow f = 0.03 < 0.68 \text{ mm}$$

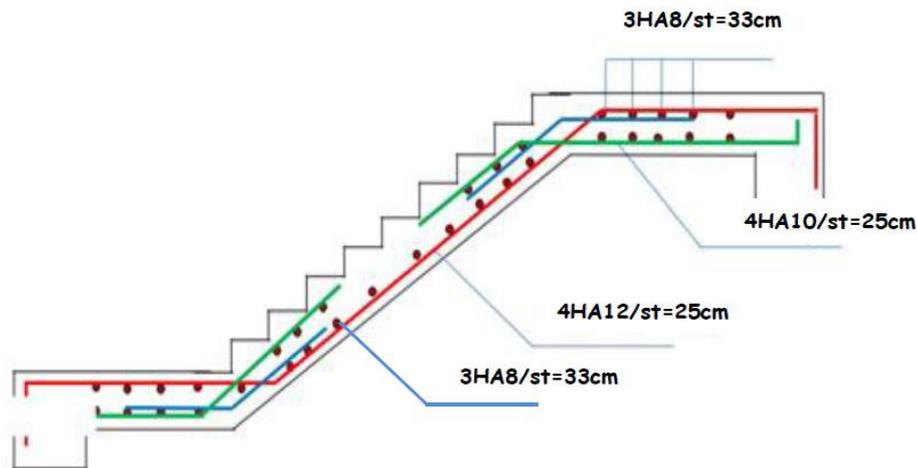


Figure III.6: schéma de ferrailage d'escalier.

III.5 Etude de la poutre palière :

III.5.1 Définition :

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

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

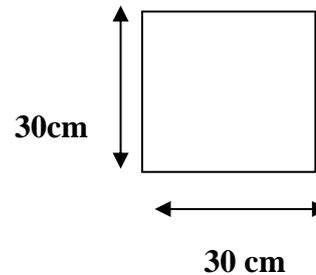
III.5.2 Pré dimensionnement :

- D'après le BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33 \Rightarrow h = 30cm$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30cm$$



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

- D'après le RPA

$$b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \Rightarrow cv$$

$$h \geq 30cm \Rightarrow h = 30cm \Rightarrow cv$$

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

On adopte une section de $(30*30) \text{ cm}^2$

III.5.3 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre :

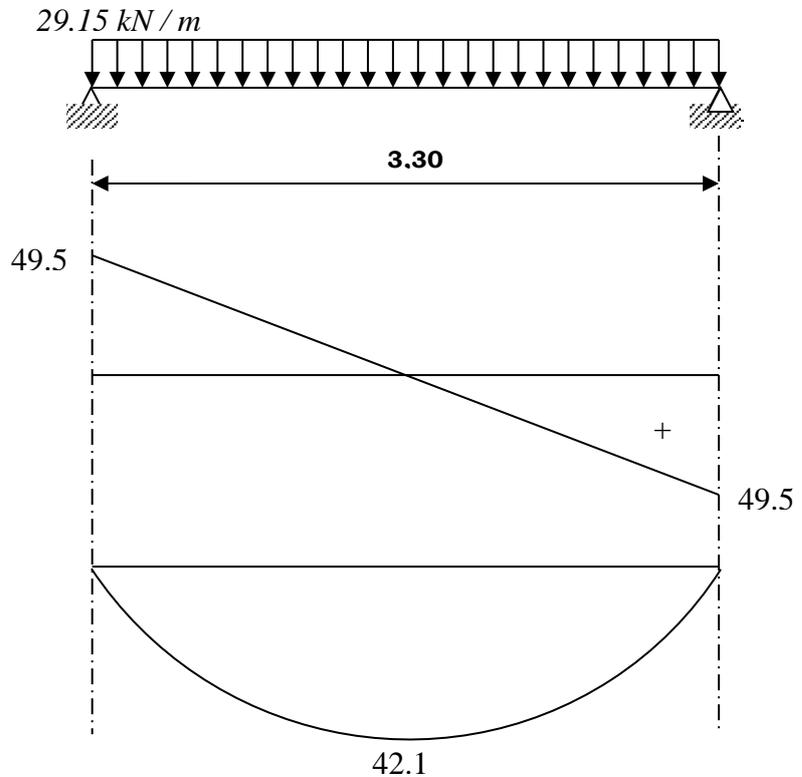
$$G_{poutre} = (0.30) \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ kN/ml}$$

$$G_{MUR} \times H_{mur} = 2.76 \times 1.47 = 4.06 \text{ kN/ml}$$

Charge linéaire du palier :

$$R = 32.73 \text{ kN/ml}$$

Figure III.9: Diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière



- Réaction d'escalier ou niveau du palier

E.L.U :

$$R_A = 32.73 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$R_A = 23.55 \text{ KN}$$

$$M_u^{\max} = 1,35 \left(\frac{(G_{poutre} + G_{maçonrie} + G_{poutrepalère})L^2}{8} \right)$$

$$M_{ser}^{\max} = \frac{(G_{poutre} + G_{maçonrie} + G_{poutrepalère})L^2}{8}$$

$$M_u^{\max} = 36.78 \times 1,35 = 34.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^{\max} = 12.50 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser}^{\max} = 45.45 \text{ kN}$$

Donc : ELU : $\begin{cases} M_t = 0,85M_u^{\max} = 12.50 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,50M_u^{\max} = 25 \text{ kN.m} \end{cases}$

$$ELS : \begin{cases} M_t = 0,85M_{ser}^{max} = 35.802 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,50M_{ser}^{max} = 21.060 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.5.4 Ferrailage à l'état limite ultime :

a. Armatures longitudinales :

$h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$; $c = 0,1h = 3 \text{ cm}$; $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$

a.1 En travée

$$M_t = 48.333 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{17.3 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.155 < 0.392$$

$$\mu = 0,155 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.155}) = 0.211$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.211) = 0.915$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.3 \times 10^3}{0.915 \times 27 \times 348} = 5.62 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA12 = 6.79 cm²**

a.2 Sur appuis

$$M_a = 34,60 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{34.3 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0915 < 0.392$$

$$\mu = 0,0915 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0915}) = 0.120$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.120) = 0.952$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.30 \times 10^3}{0.952 \times 27 \times 348} = 3.17 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA12 = 4.52 cm²**

b. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 8.57 \text{ mm} \\ \phi = 12 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

☞ Calcul des espacements :

Généralement, si la fissuration n'est pas très préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage on utilise la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8f_e}$$

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times \frac{30}{2} \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (Minimum de RPA)}$$

Donc on prend $\phi = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$

Par condition :

$$S < \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm (Zone nodale)}$$

$$S' < \frac{h}{2} = 15 \text{ cm (Zone courante)}$$

On prend $\begin{cases} S = 10 \text{ cm} & (L_{ZN} = 2 \times h = 60 \text{ cm}) \\ S' = 15 \text{ cm} & (L_{ZC} = 1,35 \text{ m}) \end{cases}$

III.5.5 Vérifications nécessaires :

a. Vérification de la contrainte

Considérons le cas préjudiciable.

a.1 En travée

$$A_s = 5.62 \text{ cm}^2; M_{ser} = 25 \text{ kN.m};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow y = 15.53 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d - y)^2 = 48545,977 \text{ cm}^4$$

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{35.802 \cdot 10^5 \times 15.53}{48545.977 \cdot 10^2} = 11.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 15 \frac{35.802 \cdot 10^5}{48545.977 \cdot 10^2} (27 - 15.53) = 126.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow OK$$

a.2 Sur appuis

$$M_a = 25.06 \text{ kN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/3)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \quad \Rightarrow y = 17.70 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15A_s(d - y)^2 = 82774.521 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 4.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 35.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow OK$$

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min \{A_s^t; A_s^a\} = A_s^a = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 30 \times 27 \frac{2,1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow Ok$$

c. Vérification de la flèche

On doit vérifier dans les deux sens

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0,30}{3,40} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow Ok$$

d. Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_a = 45.45 \text{ kN}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{45.45 \cdot 10^3}{300 \times 270} = 0.56 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow Ok$$

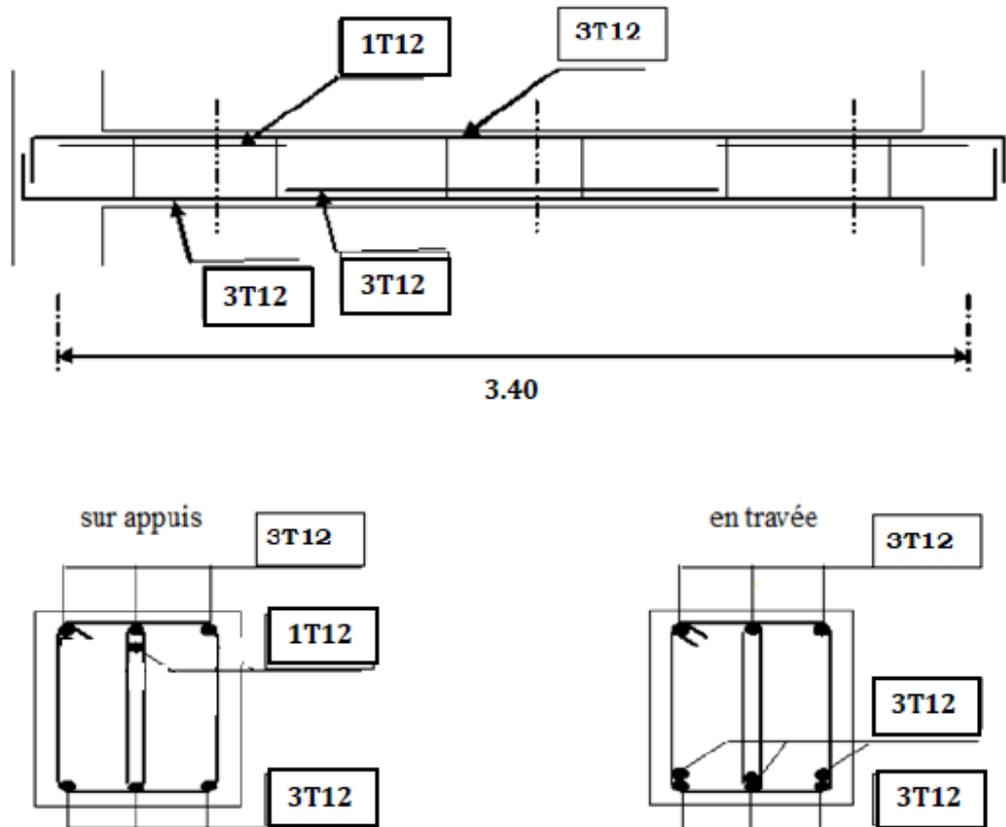


Figure III.7 : ferrailage de poutre palière.

III.6 Calcul du plancher :

III.6.1 Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles):

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants : On utilise les méthodes suivantes :

III.6.2.1 Méthode forfaitaire:

Domaine d'application :

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portées successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; ($0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$)
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m²

$$Q=1.5 \leq \max(2G ; 5KN) = 12.66 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Les portées consécutives (Li, Li+1) "i ont un rapport compris entre 0,85 et 1,25.

$$0,85 < L_i / L_{i+1} < 1,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{350}{300} = 1,16 < 0,8 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- Donc on adoptera pour le calcul des poutrelles, la méthode dite : **Méthode de CAQUOT minorée.**

III.6.4.2 Principe de méthode de Caquot minoré :

Cette méthode d' « ALBERT CAQUOT », repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

Le moment maximal en travée s'obtient en chargeant la **travée concernée**

III.6.2.2 Méthode Caquot:

III.6.2.2 Principe de méthode de Caquot minoré :

Cette méthode d' « ALBERT CAQUOT », repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

□ Le moment maximal en travée s'obtient en chargeant la travée concernée (1.35G+1.5Q) et en déchargeant les 2 travées voisines (1.35G).

$$M_t = \frac{qx}{2} (1 - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$X = \frac{1}{2} + \frac{M_e - M_w}{ql}$$

q : la charge permanente à l'ELU

x: abscisse de la valeur max du moment en travée.

Le moment maximal sur un appui (i) s'obtient en chargeant les 2 travées l'encadrant

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

Avec :

L' = L pour une travée de rive.

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

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

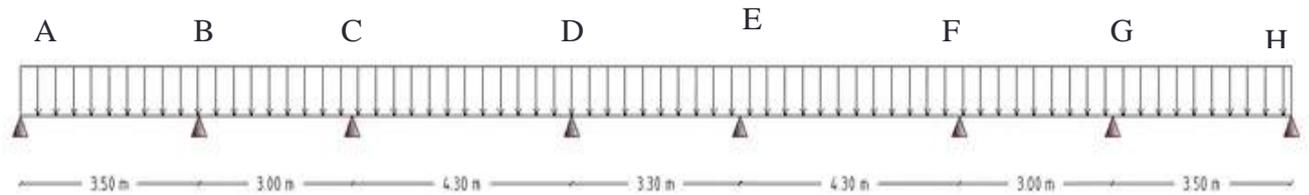
❖ Effort tranchant :

$$V_e = \frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$V_w = -\frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

Schéma statique :

- **Type 01 : terrasse inaccissible : poutre sur 3 appuis** toutes les travées sont chargées



↳ **Remarque :**

Nous avons calculé les sollicitations sur 04 travée et compte tenu de la symétrie que représente le type en question nous sommes en mesure d'en tirer profit et déduire toutes les sollicitations pour les 03 travées droites.

Tableau III.4 : Moment aux appuis intermédiaires (poutrelle type1-terrasse inaccissible).

Appuis intermédiaire	ELU	ELS	Longueur fictives		Moments (KN.m)	
	q'g=q'd	q'g=q'd	l'g	l'd	ELU	ELS
B	4.67	3.40	2.4	2.4	-5.28	-3.83
C	4.67	3.40	3.44	3.44	-5.13	-3.72
D	4.67	3.40	2.64	2.64	-5.35	-3.88

Tableau III.5 : Moment aux appuis de rive (poutrelle type1terrasse inaccissible).

Appuis rive	Langueur de la travée (l)	La charge transmise (q)		Moments M0 (KN.m)		Moments aux appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ULS	ELU	ELS
A-A'	3.50	4.67	3.40	7.52	5.50	-1.07	-0.78

Tableau III.6 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

Travées	X0 (m)		Moments en travée Mt (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	1.52	1.52	7.52	5.50
BC	1.51	1.51	2.13	1.58
CD	2.14	2.14	9.84	7.20
DE	1.56	1.56	2.37	1.76

Tableau III.7 : Moment sur appuis (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

CAS	ELS (KN.m)					ELU (KN.m)				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Cas 1	0	-3.83	-3.72	-3.88	-5.63	0	-5.28	-5.13	-5.35	-7.76
Cas 2	0	-3.28	-3.19	-3.37	-4.75	0	-4.45	-4.34	-4.58	-6.44
Cas 3	0	-3.65	-3.54	-3.65	-5.42	0	-5.02	-4.86	-5.00	-7.45
Mamax	0	-3.83	-3.72	-3.88	-5.63	0	-5.28	-5.13	-5.35	-7.76

Tableau III.8 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

Moment sur travées

CAS	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)			
	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE
Cas 1	7.52	2.13	9.84	2.37	5.50	1.58	7.20	1.76
Cas 2	6.42	2.95	8.37	3.39	4.76	2.12	6.22	2.44
Cas 3	7.64	1.30	10.15	1.38	5.58	1.03	7.41	1.09
Mamax	7.64	2.95	10.15	3.39	5.58	2.12	7.41	2.44

Tableau III.9: Efforts tranchants (poutrelle type1 terrasse inaccessible)

Travées	Efforts tranchants (KN)	
AB	VA= 9.98	VB= -12.93
BC	VB= 12.93	VC= -9.75
CD	VC= 13.99	VD=-14.07
DE	VD= 14.07	VE= -11.49

EF	VE= 15.83	VF= -12.53
----	-----------	------------

❖ Sollicitation max :

Tableau III.10: sollicitation max du calcul

TERRASSES INACCESSIBLE	ELU	ELS
Ma max (KN.M)	5.63	7.76
Mt max (KN. m)	10.15	7.41
T max (KN)	15.83	14.07

III.6.2.3 Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible):

❖ En appuis :

$$M_{\max} = 5.63 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

Le moment reprise par la table de compression :

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_b \Rightarrow M_r = 0,65 \cdot 0,04 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_r > M_{\max}$$

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

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5,63 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5,63 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 0,90 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3 HA 10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$).**

❖ En travées :

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 12 cm et de hauteur h=20cm.

M max = 10, 15 KN.m

$$\mu = \frac{M \max}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{10.15 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.033 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta.d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M \max}{Z.\sigma_s} = \frac{10.15 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Tableau III.11: ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.

	M max (kN.m)	μ	α	Z (cm)	σ _s (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
Travée	10.15	0,033	0,041	17,82	348	1.63	1,41	2HA12	2,26
appuis	5.63	0,018	0,023	17,82	348	0.90	0,26	1HA12	1.13

➤ Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

Les armateurs transversaux : (art. A.7.2.2 / BAEL91)

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

$$\emptyset \leq \min (h/35, b_0/10, \emptyset \text{ longitudinale}) = (5,7 ; 12 ; 12) \text{ mm}$$

On adopte : **1∅8 = 8 mm**

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de ∅8

▪ **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm.}$$

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

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

Des deux vérifications ci-dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

➤ **contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]**

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

➤ **contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration**

préjudiciable: $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 266.66 \text{ MPa}$

➤ **calcul des contraintes:**

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

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x, \text{ on pose } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a:}$$

la contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

La position de l'axe neutre: $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$, dont la solution est:

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right]$$

On calcul le moment d'inertie: $I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2]$

$$\sigma_s = 15k(d - y)$$

La vérification des contraintes à L'ELS donnée dans les tableaux suivants.

Tableau III.12: vérification la contraint de compression du béton

section	M_{ser} (n.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
appui	7760	12	18	1,13	2,81	4391,7	4.96	15	CV
travée	7410	65	18	2,26	3,84	8023,9	3.54	15	CV

Tableau III.13: vérification la contraint de traction de l'acier

section	M _{ser} (n.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	obs
appui	7760	12	18	1,13	2,81	4391,7	286,4	348	CV
travée	7410	65	18	2,26	3,84	8023,9	192,9	348	CV

Schémas statiques:

Type 01 RDC + étage courant : toutes les travées sont chargé

Etages Courants (TYPE 2):

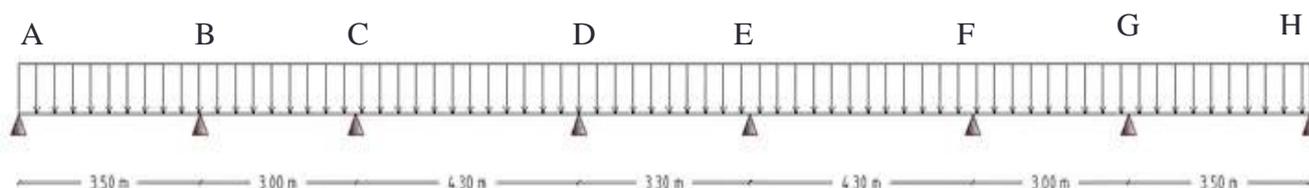


Tableau III.14: Moment aux appuis de rive (poutrelle type1 RDC et étages courant).

Appuis rive	Langueur de la travée (l)	La charge transmise (q)		Moments M0 (KN.m)		Moments aux appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A- A'	3.50	4.40	3.15	0.84	0.70	-0.36	-0.18

Tableau III.15: Moment sur appuis (poutrelle type1 RDC et étage courant).

CAS	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)			
	A	B	C	D	A	B	C	D
Cas 1	-6.87	-6.67	-8.13	-1.24	-4.96	-4.32	-5.87	-0.90
Cas 2	-5.61	-6.26	-7.08	-0.93	-4.13	-4.55	-5.18	-0.66
Cas 3	-6.46	-5.47	-7.20	-1.24	-4.69	-4.02	-5.26	-0.90
Mamax	-6.87	-6.67	-7.20	-1.24	-4.96	-4.82	-5.87	-0.90

Tableau III.16: Moment sur travées (poutrelle type1 RDC et étage courant).

CAS	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)			
	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE
Cas 1	0.94	6.96	8.02	1.11	0.68	5.03	7.29	1.03
Cas 2	0.70	5.70	7.64	0.83	0.50	4.19	7.05	0.76
Cas 3	0.94	6.55	6.49	1.11	0.68	4.76	5.92	1.03
Mamax	0.94	6.96	8.02	1.11	0.68	5.03	7.29	1.03

Tableau III.17: Moment en travée (poutrelle type1 RDC et étage courant).

Travées	X0 (m)		Moments en travée Mt (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	0.76	0.76	5.89	4.25
BC	1.28	1.28	0.65	0.52
CD	1.36	1.36	9.69	6.25
DE	0.78	0.78	1.33	1.46
EF	1.32	1.32	1.18	2.11

Tableau III.18: Efforts tranchants (poutrelle type1 RDC et étage courant).

Travées	Efforts tranchants (KN)	
AB	VA= 1.81	VB=-5.43
BC	VB= 5.62	VC= -5.98
CD	VC= 5.97	VD= -5.29
DE	VD= 3.44	VE= -3.60
EF	VE= 5.80	VF= -5.80

Sollicitation max :

Tableau III.19: sollicitation max du calcul

L'étage courante +RDC	ELU	ELS
Ma max (KN. m)	7.20	5.87
Mt max (KN. m)	8.01	5.03
T max (KN)	5.97	5.72

III.6.2.4 Ferrailage des poutrelles (Etage courante + RDC):

➤ **sur appui :**

$$M \text{ max} = 7.20 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

Le moment reprise par la table de compression

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_b \Rightarrow M_r = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_r > M \text{ max}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M \text{ max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7.20 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_c = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M \text{ max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.20 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.07 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilities:**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3HA10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

➤ **En travé:**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 12 cm et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$M \text{ max} = 8.01 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8.01 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0037 < \mu_c = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0046$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8.01 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.78 \text{ cm}^2$$

Tableau III.20: ferrailage des poutrelles (Etage courante + RDC) en travée

	M max (KN.m)	μ	α	Z (cm)	σ _s (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
travée	8.01	0,003	0,004	17,82	348	1.78	1.62	3HA10	2.36
appui	7,20	0,002	0,027	17,82	348	1.02	1,41	3HA10	2,36

▪ **Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right).$$

$$\tau_u = \frac{5.97 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

▪ **Les armateurs transversaux : (art. A.7.2.2 / BAEL91)**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales

ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire

$$\emptyset \leq \min (h/35, b_0/10, \emptyset \text{ longitudinale}) = (5,7 ; 12 ; 12) \text{ mm} .$$

On adopt : 1Ø8 = 8 mm

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de Ø8

▪ **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}.$$

On adopte : **S_t = 15 cm** (En zone courante).

$S_t = 10\text{cm}$ (En zone nodale).

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

Des deux vérifications ci dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

- **contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

- **contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration**

préjudiciable: $\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 266.66 \text{MPa}$

calcul des contraintes: la contrainte étant soumis à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de

l'axe neutre est: $\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x$, on pose $k = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a:

la contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

La position de l'axe neutre: $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$, dont la solution est:

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right]$$

On calcul le moment d'inertie: $I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2]$

$$\sigma_s = 15k(d - y)$$

La vérification des contraintes à L'ELS donnée dans les tableaux suivants.

Tableau III.21: vérification la contraint de compression du béton

section	Mser KN.m	b (cm)	d (cm)	As (cm2)	X (cm)	I (cm4)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	obs
appui	5030	12	18	2,36	3,92	8323,24	12,186	15	CV
travée	5870	65	18	2,36	3,92	8323,03	3,06	15	CV

- **Vérification de la flèche:**

Condition de non vérification de la flèche:

1. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots CV$
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots CNV$
3. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,04 < \frac{0,7M_0}{10M_0} = 0,07 \dots \dots \dots CNV$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Évaluation de la flèche

$$f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} \qquad f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$$

Calcule de (I_{fi} ; I_{fv}):

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \mu \times \lambda_i)} \qquad I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \mu \times \lambda_v)} \qquad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + (3 \times \frac{0,04}{0,65})) \times 0,002} = 24,03$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 9,61$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,002 \times 348) + 2,1} = 0,752$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{d \times \beta \times A_s} = \frac{6,67 \times 10^6}{180 \times 0,98 \times 2,36 \times 10^2} \Rightarrow \sigma_s = 160,21 \text{ Mpa}$$

$$y_G = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + \eta d A_s}{bh + \eta A_s} = \frac{(\frac{65 \times 20^2}{2}) + (15 \times 18 \times 2,36)}{(65 \times 20) + (15 \times 2,36)} = 10,21 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + \eta A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + (65 \times 20) \times (10 - 10,21)^2 + (15 \times 2,36) \times (18 - 10,21)^2$$

$$I_0 = 4,55 \times 10^4 \text{ cm}^4 \dots \dots \dots \text{Donc:}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 4,55 \times 10^4}{1 + (24,03 \times 0,752)} = 2,62 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 4,55 \times 10^4}{1 + (9,61 \times 0,752)} = 6,08 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

Calcule des contraintes correspondront à chaque cas :

- **Charge permanentes :**

$$G = 6,33 \text{ KN/m}^2 \quad L = 4,3 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{G \times L^2}{8} = 8,61 \text{ Kn.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,4M_0 = 3,44 \text{ Kn.m} \\ M_t = 0,7M_0 = 6,02 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{by^2}{2} + \eta A_s (y - d) = 0 \Rightarrow 65y^2 + 70,8y - 1274,4 = 0$$

$$\Rightarrow y^2 + 1,09y - 19,6 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta A_s (x - d)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{65 \times 3,91^3}{3} \right) + ((15 \times 2,36) \times (18 - 3,91)^2)$$

$$\Rightarrow I = 8,32 \times 10^3 \text{ cm}^4.$$

Donc: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 5,26 \text{ Mpa} . \\ \sigma_s = 160,21 \text{ Mpa} . \end{array} \right.$

- **Charge d'exploitations:**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad L = 3,3 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{Q \times L^2}{8} = 1,36 \text{ Kn.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,4M_0 = 0,54 \text{ Kn.m} \\ M_t = 0,7M_0 = 0,95 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$y = 3,91 \text{ cm}$$

$$I = 8,32 \times 10^3 \text{ cm}^4.$$

Donc: $\sigma_b = 0,832 \text{ Mpa} .$

$$\sigma_s = 83,96 \text{ Mpa} .$$

Calculs de μ :

$$\text{Charge permanentes} \Rightarrow \mu = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,002 \times 282,48) + 2,1} \right) = 0,157$$

$$\text{Charge d'exploitations} \Rightarrow \mu = 0$$

• **Flèche due aux charges permanentes différées (f_{gv}) :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (0,4 \mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 8,32 \times 10^3}{1 + (0,4 \times 0,157 \times 9,61)} = 5,7 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{11,2 \times 4,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,87 \times 5,7 \times 10^3 \times 10^4} \Rightarrow f_{gv} = 19,60 \text{ mm} .$$

• **Flèche due aux charges permanentes instantanées (f_{gl}) :**

$$I_{fl} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_l)} = \frac{1,1 \times 8,32 \times 10^3}{1 + (0,157 \times 24,03)} = 1,92 \times 10^2 \text{ cm}^4$$

$$f_{gl} = \frac{Ml^2}{10E_l I_{fl}} = \frac{11,2 \times 3,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,2 \times 1,92 \times 10^2 \times 10^4} \Rightarrow f_{gl} = 19,56 \text{ mm} .$$

• **Flèche due aux surcharges (f_{Ql}) :**

$$\mu = 0$$

$$I_{fl} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_l)} = \frac{1,1 I_0}{1} = 1,1 \times 8,32 \times 10^3 \Rightarrow I_{fl} = 9,15 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$f_{Ql} = \frac{Ml^2}{10E_l I_{fl}} = \frac{1,77 \times 4,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,2 \times 9,15 \times 10^3 \times 10^4} \Rightarrow f_{Ql} = 0,69 \text{ mm} .$$

○ **La flèche totale :**

$$f_T = f_{gv} - f_{gl} + f_{Ql}$$

$$f_T = 19,60 - 19,56 + 0,69 \Rightarrow f_T = 0,73 \text{ mm} .$$

○ **La flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} \Rightarrow \bar{f} = 8,6 \text{ mm} .$$

Donc: $f_T = 0,73 \text{ mm} < \bar{f} = 8,60 \text{ mm}$ CV

III.6.2. 5 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 pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Les sections des armatures doivent normalement satisfaites aux conditions suivantes :

$$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \dots \dots \dots A \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

Dans notre cas : $L_n = 65\text{cm}$ et $f_e = 400\text{MPa}$

$$A \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2$$

On adopte : $AS_{\perp} = 5\emptyset 6 = 1,41\text{cm}^2$ avec un espacement $ST = 15\text{cm}$

▪ Armatures de répartition :

$$AS_0 = \frac{AS_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705\text{cm}^2.$$

$$AS_{\perp} = 0,705\text{cm}^2.$$

On adopte : $AS_{\perp} = 5\emptyset 6 = 1,41\text{cm}^2$ avec un espacement $ST = 15\text{cm}$.

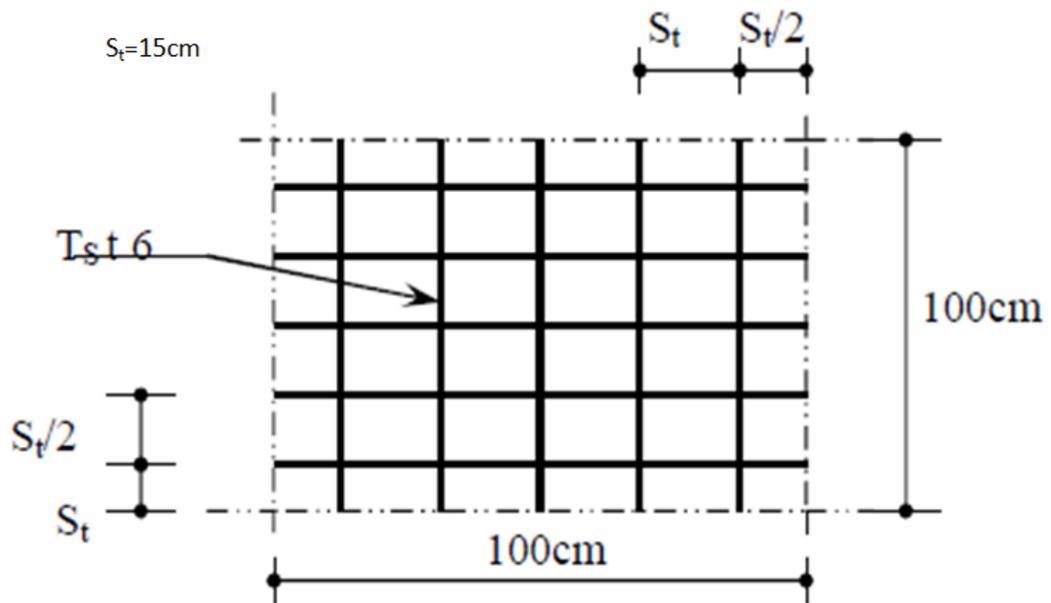


Figure III.8 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

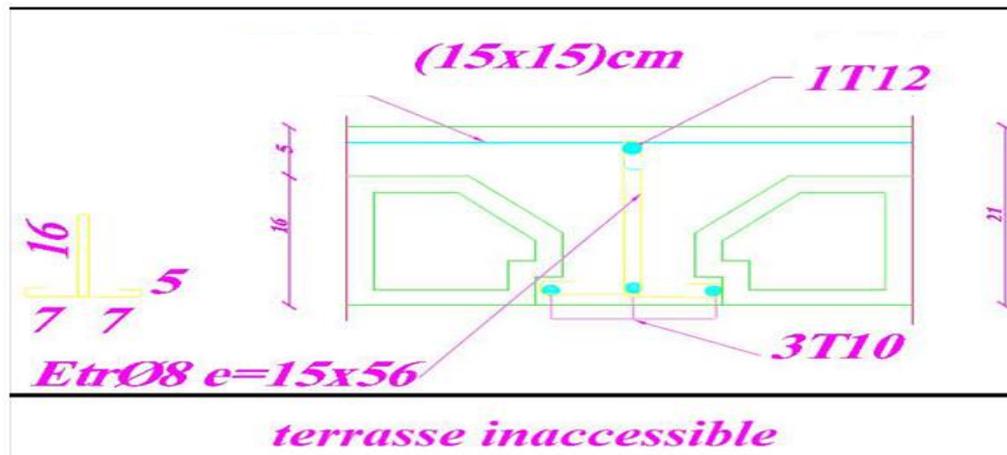


Figure III.9 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (terrasse)

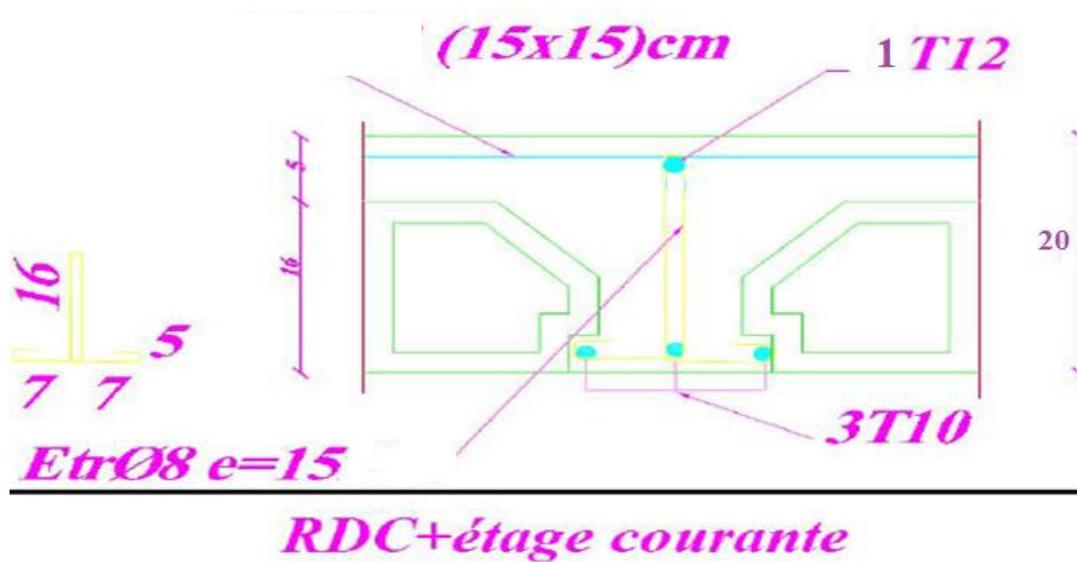


Figure III.10 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (RDC+étage courante)

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

1. Acrotère : Les armatures longitudinales : **4T8.**
Les armatures transversales : **4T6.**

2. Balcons : Les armatures longitudinales : **4T10.**
Les armatures transversales : **4T8.**

3. Escaliers.

Les armatures longitudinales : :

Travée : **4T12**

Appui : **4T10.**

Les armatures transversales : **3T8.**

4. Poutre palière :

Les armatures longitudinales :

Appui : **4HA12.**

Travée : **1HA14.**

Les armatures transversales : **1cadre T8+1étrier Φ 8.**

5. Planchers :

Les armatures longitudinales : Travée : **3T10.**

Appui : **2T10.**

Les armatures transversales : **2étrier Φ 6.**

Chapitre IV :

Etude dynamique en zone sismique.

IV.1. Introduction :

Un 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 rupture 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 excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2.Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée.

IV.3.Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1.Méthode statique équivalente :**IV.3.1.1.Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ une ductilité suffisante.
- ✓ une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.1.2.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique 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 projecteur.

IV.3.1.3.Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II: Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.2.1.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.

IV.3.2.2.Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est 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 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 encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

- 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 (ex : 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 doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélogramme :

IV.3.3.1. 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 accélogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié.

IV.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable 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.4. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) 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: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en **zone IIa**.

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) chapitre 3 article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas

48 m dans **le groupe 2**

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S₃.

IV.5.Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

IV.6.Méthode statique équivalente :

IV.6.1.Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

IV.6.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A »:

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Tableau I V.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

IV.6.1.2.facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Calcul de facteur de correction d'amortissement η :

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau V.2 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau $\xi = 7 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.88 \geq 0.7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

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

On a : $h_N = 24.90 \text{ m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 21.42^{\frac{3}{4}}$$

Alors : $T = 0.49 \text{ sec}$

Tableau I V.3 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
2	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.085
3	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050
4		0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\text{Sens X : } D_X = 26.65 \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{21.42}{\sqrt{26.65}} \Rightarrow T_X = 0.41 \text{ s}$$

$$\text{Sens Y : } D_Y = 19.64$$

$$T_Y = 0.56 \text{ s}$$

Donc :

Calcul facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$$S_3 \Rightarrow T_1=0.15 \text{ et } T_2=0.5 \text{ on obtient :}$$

Sens X :

$$T = \min (T ; T_X) \Rightarrow T = \min (0.41\text{s} ; 0.60\text{s})$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empériq. X}} = 0.41\text{s}$$

$$\text{Et on a : } T_{\text{analyt. X}} = 0.6\text{s}$$

$$T_{\text{empériq. X}} \leq T_{\text{analyt. X}} \leq 1.3T_{\text{empériq. X}} \Rightarrow T = T_{\text{empériq. X}}$$

$$\text{Donc : } T = 0.41 \text{ s}$$

La condition : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.41 \leq 0.5$condition vérifiée

Donc : $D = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.2$

Sens Y:

$T = \min (T ; T_y) \Rightarrow T = \min (0.41s ; 0.60s)$

Alors : $T_{empérique y} = 0.43s$

Et on à : $T_{analytique y} = 0.50s$

La condition : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.43 \leq 0.5$condition vérifiée

Donc : $D = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.205$

IV.6.1.3.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R »:

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau V.4 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
<u>D</u>	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	3.5 4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Dans notre cas : pour un système de contreventés par des voiles Alors : $R = 4$

IV.6.1.4.Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois

Sens longitudinal : (9 travées)

$$3.00 / 3.10 = 0.79 < 1.5$$

$$3.50 / 3.7 = 0.83 < 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Critère non observé } P_q = 0.05$$

$$4.30 / 2.07 = 1.78 > 1.5$$

$$3.30 / 3.65 = 0.56 > 1.5$$

$$4.30 / 2.04 = 1.76 > 1.5$$

$$3.50 / 3.7 = 0.55 < 1.5$$

$$3.30 / 3.1 = 1.19 < 1.5$$

$$3.0 / 2.46 = 1.26 < 1.5$$

Sens transversal : (5 travées)

$$4.95 / 3.8 = 1.25 < 1.5$$

$$3.85 / 2.14 = 1.77 > 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Critère non observé } P_q = 0.05$$

$$2.14 / 3.8 = 0.56 < 1.5$$

$$3.8 / 4.75 = 0.8 < 1.5$$

- **Redondance en plan :**

Sens longitudinal

$$L_{\max} / L_{\min} = 5.65 / 2.07 = 2.72 > 1.5$$

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

Sens transversal

$$L1 / L2 = 4.75 / 2.14 = 2.21 > 1.5$$

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

- **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $24.90 / 19.64 = 1.35 < 4$ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Donc : la structure est classée régulièrement en élévation : $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

Tableau I V.5 : valeurs des pénalités P_q .

« Critère q »	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	0.15	0.15

➤ Sens longitudinal $\rightarrow Q=1+0.15=1.15$

➤ Sens transversal $\rightarrow Q=1+0.15=1.15$

IV.6.1.5. Poids totale de la structure « W » : [4]

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_i =$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003

Tableau V.6 : Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- 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	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

✓ **Calcule de l'effort sismique totale « V »:**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = 1031.67 \text{ KN}$$

Sens Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = 1031.67 \text{ KN}$$

IV.7.Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}} \quad \text{Avec :}$$

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,..) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant X	825.32	1732.39	Condition vérifiée
Suivant Y	825.32	1604.96	Condition vérifiée

IV.8.L'effort tranchant de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum b_j h_j} \dots\dots\dots$$

Avec :

La force F_i concentrée au sommet de la structure :

$$T < 0,7s \Rightarrow F_{tx} = F_{ty} = 0$$

TableauIV.8 : La force sismique de chaque niveau.

Niveau	Force F _x (KN)	Force F _y (KN)
RDC	52.77	49.3
1	88.78	83.66
2	118.83	305.95
3	265.13	412.57
4	364.03	527.72
5	672.29	670.4
6	911,67	905,36

IV.9.Vérification des déplacements :

On doit vérifier que : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R=3.5).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art 5-10)

$$\bar{\Delta} = \frac{he}{100} = \frac{306}{100} = 3.06 \text{ cm}$$

Tableau IV.9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

Niveau	Hauteur (m)	Sens x-x			Sens y-y			$\bar{\Delta}$ (cm)	condition
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)		
RDC	3.06	0.30	0.105	0.300	0.400	1.40	1.029	3.06	vérifiée
1	3.06	0.100	1.214	0.700	0.130	1.904	0.875	3.06	vérifiée
2	3.06	0.18	1.459	0.800	0.230	2.34	0.413	3.06	vérifiée
3	3.06	0.260	1.564	0.800	0.694	2.429	0.112	3.06	vérifiée
4	3.06	0.340	1.557	0.70	0.667	2.334	0.095	3.06	vérifiée
5	3.06	0.410	1.195	0.70	0.608	2.128	0.206	3.06	vérifiée
6	3.06	0.470	1.64	0.60	0.650	2.75	0.088	3.06	vérifiée

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage

IV.10. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \dots\dots\dots$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

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.

➤ Sens XX :

Tableau IV.10 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens xx.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	La condition
RDC	18348,85	0,0030	1732,39	3.06	0.01	vérifiée
1	15560,84	0,0070	1687,45	3.06	0.001	vérifiée
2	12954,61	0,0080	1576,64	3.06	0.002	vérifiée
3	10375,09	0,0080	1409,33	3.06	0.0019	vérifiée
4	7845,42	0,0080	1180,28	3.06	0.0013	vérifiée
5	5315,75	0,0070	889,81	3.06	0.0010	vérifiée
6	2783,33	0,0060	527,61	3.06	0.0061	vérifiée

➤ Sens YY :

Tableau V.11 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens yy.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_{ky} (KN)	h_k (m)	θ	La condition
RDC	4547.31	0,00294	1604,96	3.06	0.0014	vérifiée
1	15560,84	0,00544	1561,26	3.06	0.0026	vérifiée
2	12954,61	0,00662	1457,12	3.06	0.0032	vérifiée
3	10375,09	0,00694	1303,64	3.06	0.0038	vérifiée
4	4269.79	0,00667	1094,89	3.06	0.0044	vérifiée
5	7845,42	0,00608	830,96	3.06	0.0053	vérifiée
6	2783,33	0,00538	498,86	3.06	0.0087	vérifiée

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P- Δ est négligé.

V.11. Vérification de l'effort normal réduit :

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$ [4]

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau I V.12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

POTEAU	Br(m ²)	Nd(KN)	V	Observation
45x45	0,2025	2304,15	0,256	CV
40x40	0,1600	2000,38	0,264	CV

IV.12. Vérification le Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

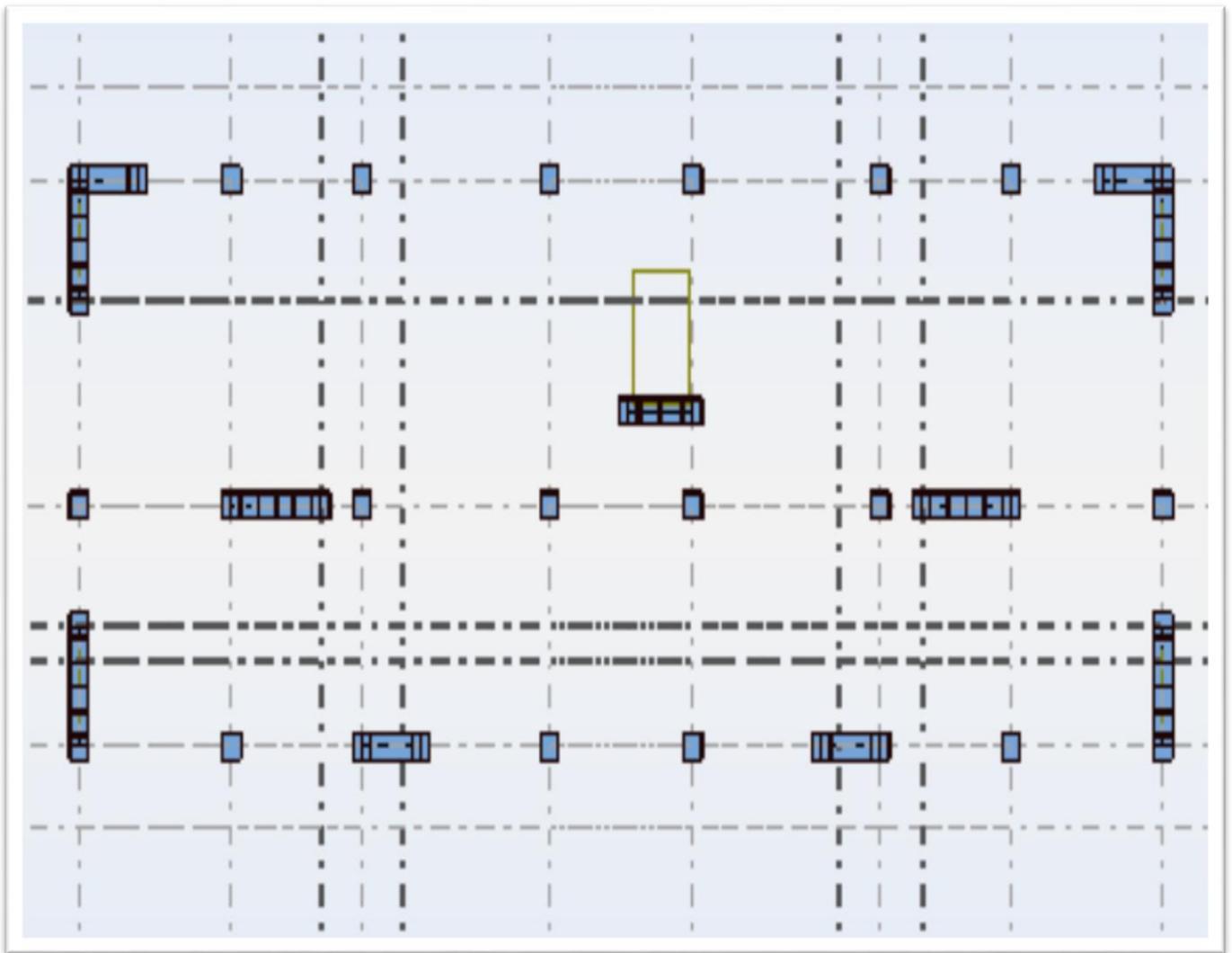


Figure IV.1 : Disposition des voiles.

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]
4/ 1	1.65	0.61	0.06	68.87	0.0	0.06	68.87	0.0	1871.06	1871.06
4/ 2	1.81	0.55	72.13	68.98	0.0	72.07	0.11	0.0	1871.06	1871.06
4/ 3	2.20	0.45	72.33	71.72	0.0	0.20	2.75	0.0	1871.06	1871.06
4/ 4	5.87	0.17	72.34	86.25	0.0	0.01	14.52	0.0	1871.06	1871.06
4/ 5	6.30	0.16	86.89	86.26	0.0	14.55	0.01	0.0	1871.06	1871.06
4/ 6	8.30	0.12	86.89	86.59	0.0	0.00	0.34	0.0	1871.06	1871.06
4/ 7	12.55	0.08	86.98	92.46	0.0	0.09	5.86	0.0	1871.06	1871.06
4/ 8	13.20	0.08	92.65	92.56	0.0	5.67	0.10	0.0	1871.06	1871.06
4/ 9	16.92	0.06	92.68	92.70	0.0	0.03	0.15	0.0	1871.06	1871.06
4/ 10	16.96	0.06	92.71	92.82	0.0	0.03	0.12	0.0	1871.06	1871.06

Figure IV.2 : La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

IV.13.Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y

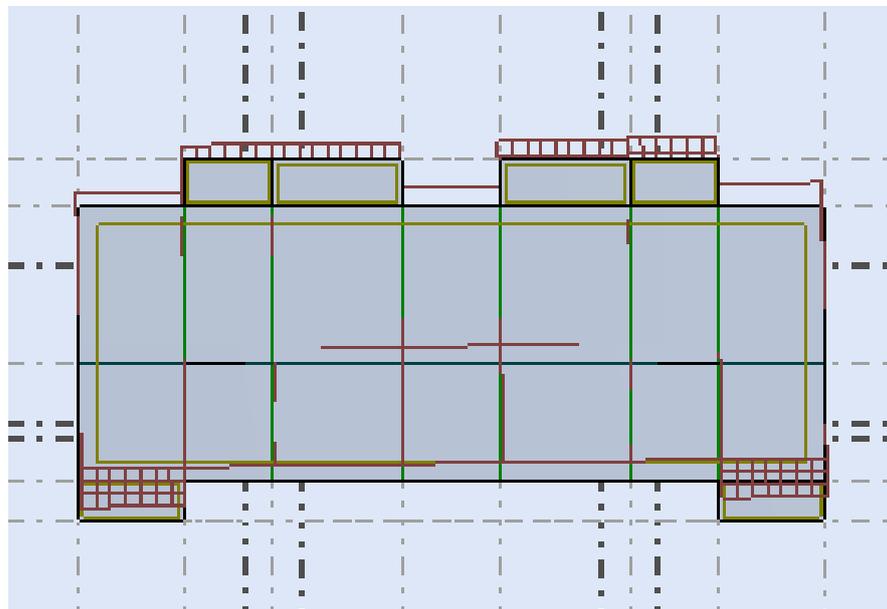


Figure IV.3: translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X

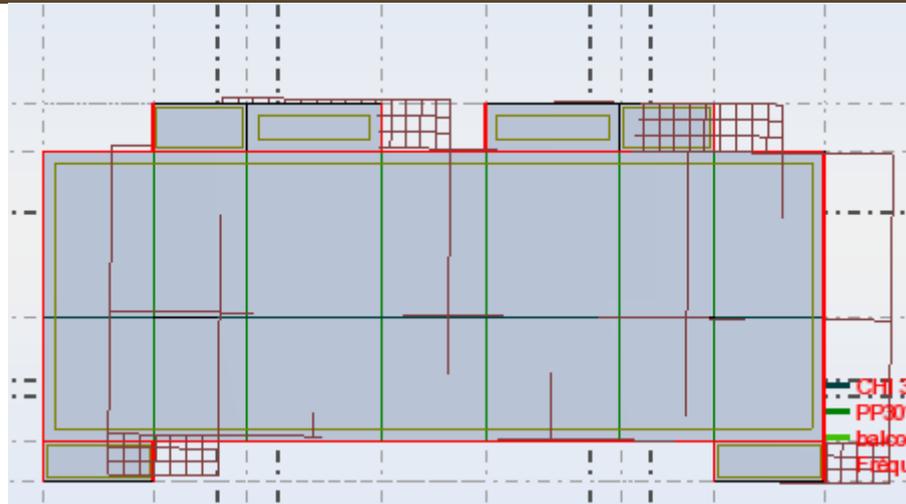


Figure IV.4 : translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z

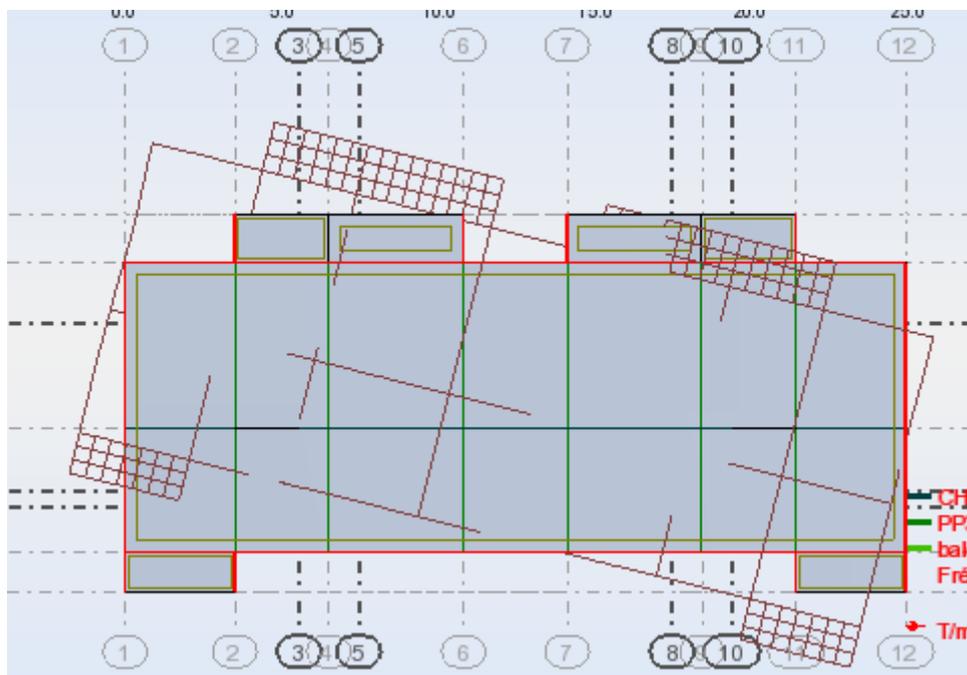


Figure IV.5: rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IV.14. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

- a) centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

M_i : La masse de l'élément « i ».

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

$\begin{cases} X_G \\ Y_G \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion

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

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

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

Tableau V.13 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t (m)
RDC	12.45	6.19	12.45	5.72
1	12.45	6.20	12.45	5.72
2	12.45	6.20	12.45	5.72
3	12.45	6.23	12.45	5.72
4	12.45	6.23	12.45	5.72
5	12.45	6.23	12.45	5.72
6	12.45	6.12	12.45	5.72

❖ **Calcul de l'excentricité:**

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_t| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_t|$$

- Excentricité accidentelle: RPA99 (version 2003) Article (4.2.7)

$$e_{acc} = 0.05L \quad [4]$$

Tableau IV.14 : Les résultats de l'excentricité.

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	e_x (m)	e_y (m)	Sens-x	Sens-y	e_x (m)	e_y (m)
RDC	0	0.47	1.25	0.61	1.25	0.61
1	0	0.48	1.25	0.61	1.25	0.61
2	0	0.48	1.25	0.61	1.25	0.61
3	1	0.51	1.25	0.61	1.25	0.61
4	0	0.51	1.25	0.61	1.25	0.61
5	0	0.51	1.25	0.61	1.25	0.61
6	0	0.51	1.25	0.61	1.25	0.61

IV.15.Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

Méthode de calcul :

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k$$

Avec :

W_k : le poids calculé a chaque niveau (k)

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k la hauteur de l'étage k.

➤ Dans le sens xx :

Tableau IV.15 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

Niveau	W _k (KN)	b _{ix} (m)	W _k b _{ix}	F _k (KN)	h _k (m)	F _k h _k
RDC	5337,55	12.45	60570.17	56.06	3.06	284.76
1	5162,77	12.45	59465	221.38	3.06	677.42
2	4823,35	12.45	56873.73	308.83	3.06	945.01
3	4314,32	12.45	56873.6	397.13	3.06	1215.21
4	3613,58	12.45	56873.6	512.03	3.06	1566.81
5	2721,87	12.45	56779.03	672.29	3.06	2057.2
6	1612,86	12.45	60132.47	911,67	3.06	2789.7
Σ	Σ W _k b _i = 350694			Σ F _k h _k = 9536.11		

$\sum W_{kb_{ix}} > \sum F_k h_k \Rightarrow 350694 > 9536.11 \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ Dans le sens yy :

Tableau V.16 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).

Niveau	W _k (KN)	b _{iy} (m)	W _k b _{ix}	F _k (KN)	h _k (m)	W _k b _{ix}
RDC	4547.31	12.45	44609.11	79.3	3.06	242.65
1	4464.34	12.45	43170.16	205.66	3.06	629.31
2	4269.8	12.45	41886.73	305.95	3.06	936.20
3	4269.79	12.45	41886.63	412.57	3.06	1262.46
4	4269.79	12.45	41886.63	527.72	3.06	1614.82
5	4262.29	12.45	41813.06	670.4	3.06	2051.42
6	4514.45	12.45	42932.41	905,36	3.06	2770.4
Σ	Σ W _k b _i = 298184.73			Σ F _k h _k = 9507.26		

$\sum W_{kb_{ix}} > \sum F_k h_k \Rightarrow 298184.73 > 9507.26 \dots \dots \dots \text{cv}$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$(M_s/M_r \geq 1.50)$

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = \sum W_{kb_{ix}}$

M_r: moment de renversement dû à la charge horizontale $M_r = \sum F_k h_k$

➤ Sens xx :

Tableau IV.17 : Vérification au renversement (sens xx).

Msx	Mrx	Ms/Mr	Ms/Mr ≥ 1.50	La condition
350694	3536.11	36.77	$36.77 \geq 1.50$	vérifie

➤ **Sens yy :**

Tableau I V.18 : Vérification au renversement (sens yy).

Msy	Mry	Ms/Mr	Ms/Mr ≥ 1.50	La condition
298184.73	9507.26	31.36	$31.36 \geq 1.50$	vérifie

On n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération.

IV.16.Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre V :
Calcul des éléments résistants.

V.1.Introduction :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités, doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ROBOT».

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

La section d'armature finale : $A = \max (A_{\text{calcul}}; A_{\text{min}}; A_{\text{RPA}})$ tel que :

A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.

A_{min} : Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

V.2.1.Les combinaisons de calcul :

✓ 1.35 G + 1.5 Q Selon BAEL91.

✓ $G + Q \pm E$ Selon RPA2003.

✓ $0.8 G \pm E$ Selon RPA2003.

V.2.2. Ferrailage des poutres principales :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$

a) En travée:(1.35G+1.5Q)

$$M_{t \text{ max}} = 63.55 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{63.55 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 420^2} = 0.084 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.084 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.084 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.109 \\ Z = 401.68 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{63.55 \times 10^6}{348 \times 401.6} = 454.71 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{calcul} = 4.54 \text{ cm}^2$

b) Sur appui :(G+Q±E)

$$M_a^{\text{max}} = -145.01 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{145.01 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 420^2} = 0.193 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.193 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.197 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.276 \\ Z = 373.6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{145.01 \times 10^6}{348 \times 373.6} = 1139.09 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 11.39 \text{ cm}^2$

• **Calcul de la section minimale (A_{min}) :**

$$A_{\text{min(BAEL)}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\text{min(BAEL)}} \geq 0.23 \times 300 \times 420 \times \frac{2.1}{400} = 152.14 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min(BAEL)}} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAE(Art A.4.2.1).}$$

$$A_{\text{min(RPA)}} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1).}$$

Tableau V.1 : Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.

section	Position	M _{max} (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
				A _{BAEL}	A _{RPA}			
Poutre principale	Travée	63.55	4.54	1.52	6.7	6.7	10.65	3T16+3T14
	Appui	145.1	11.39	1.52	6.7	11.39	12.06	3T16+3T16

❖ **Vérification pour les poutres principales :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$0.5\% (b \times h) = 6.7 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % b×h en zone courante ($A_{s \text{ max}} = 54 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.
- 6 % b×h en zone de recouvrement ($A_{s \text{ max}} = 81 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\text{min}} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.52 < 10.68 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_1) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (45/35 ; 30/10 ; 1.6)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$ • Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (45/4 ; 12 \times 1.2) = 11.25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

• Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \text{min} (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \text{min} (3.33\text{MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$T_{\text{max}} = 159.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{159.56 \times 10^3}{300 \times 420} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.26 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Le ferrailage à ELS :

Tableau V.2 : Les Résultats de ferrailage en travée et appuis des poutres principales à ELS.

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	Z(mm)	A (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
M_T(KN.m)	46.43	0.061	0.392	0.078	406.77	3.27	4.71
M_a(KN.m)	-6.75	0.009	0.392	0.011	418.15	0.46	2.01

V.2.2.1.Vérification à L'ELS :

❖ Vérification des contraintes:

Tableau V.3 : Vérification des contraintes à ELS.

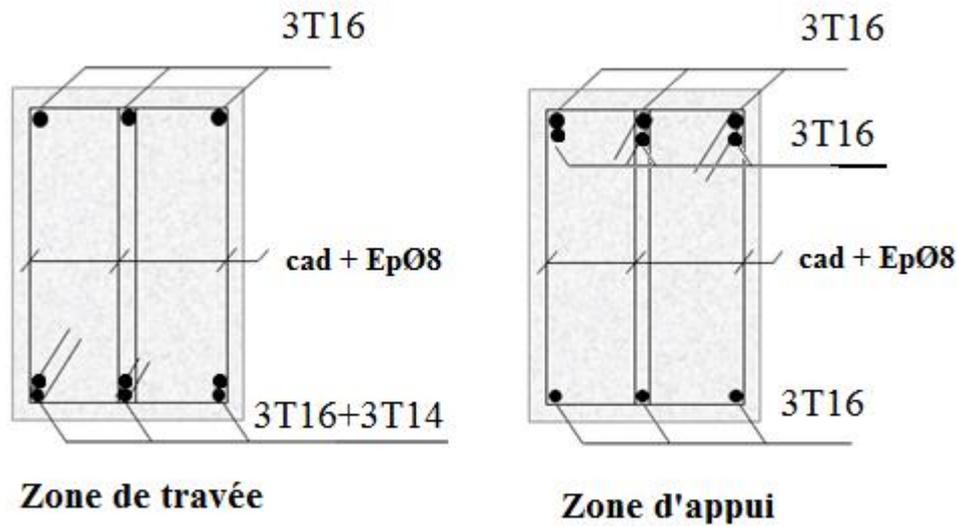
Moment service	M_{ser}	86.87 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$	$y = 8.23$ cm
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 39957.86$ cm ⁴
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 1.78$ MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 110.12$ MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$1.78 \leq 15$ MPa.....vérifiée
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$110.12 \leq 348$ MPa...vérifiée

❖ La vérification de la flèche : [1]

Tableau V.4 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.09	0.0625	vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.001	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.09	0.090	vérifiée

VI.2.2.2.Schéma de ferrailage :



. Figure V.1 : Schéma Schéma ferrailage de La poutre principal.

V.2.3. Le ferrailage des poutres secondaire :

b = 30 cm ; h = 40cm ; c = 3 cm ; d = 37 cm

a) En travée: (1.35G+ 1.5Q)

$$M_t = 128.54 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{128.54 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 370^2} = 0.22 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.22 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.22 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.31 \\ Z = 323.44 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{128.54 \times 10^6}{348 \times 323.44} = 1141.99 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 11.41 \text{ cm}^2$

b) Sur appui : (G+Q±E)

$$M_a^{\text{max}} = -95.66 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{95.66 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 370^2} = 0.164 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.164 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.164 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.225 \\ Z = 336.65 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{95.66 \times 10^6}{348 \times 336.65} = 816.53 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 8.16 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul de la section minimale (A_{min}) :**

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times 300 \times 370 \times \frac{2.1}{400} = 134.03 \text{ mm}^2$$

$$A_{BAEL} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{RPA} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

Tableau V.5 : Les Résultats de ferrillage des poutres secondaires à ELU.

section	Position	M _{max} (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
				A _{BAEL}	A _{RPA}			
Poutre secondaire	Travée	128.54	11.41	1.34	6.00	11.41	12.06	6T16
	Appui	-95.66	8.16	1.34	6.00	8.16	9.24	6T14

❖ **Vérification pour les poutres secondaires :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$0.5\% (b \times h) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 : [4]

- 4 % b×h en zone courante (A_{s max} = 48 cm²)condition vérifiée.

- 6 % b×h en zone de recouvrement (A_{s max} = 72 cm²)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.34 < 9.24 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_1) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.6)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$ [4]

• Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \emptyset_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.6) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

• Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration non préjudiciable})$

$\bar{\tau} = \min (3.33\text{MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{241.57 \times 10^3}{300 \times 370} = 2.17\text{MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 2.17 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Le ferrailage à ELS :**

Tableau V.6 : Les Résultats de ferrailage en travée et appui des poutres secondaires à ELS.

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
M_T(KN.m)	20.30	0.034	0.392	0.044	363.48	1.6	2.26
M_a(KN.m)	-16.68	0.028	0.392	0.035	364.74	1.31	2.26

V.2.3.1. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification des contraintes:**

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	36.38 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$	$y = 10.36 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 121405.11 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 235.82 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$3.10 \leq 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$235.82 \leq 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$

❖ V.2.3.1.2. La vérification de la flèche :

Tableau V.8 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.082	0.0625	vérifiée
$\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.001	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.082	0.025	vérifiée

VI.2.3.2. Schéma de ferrailage :

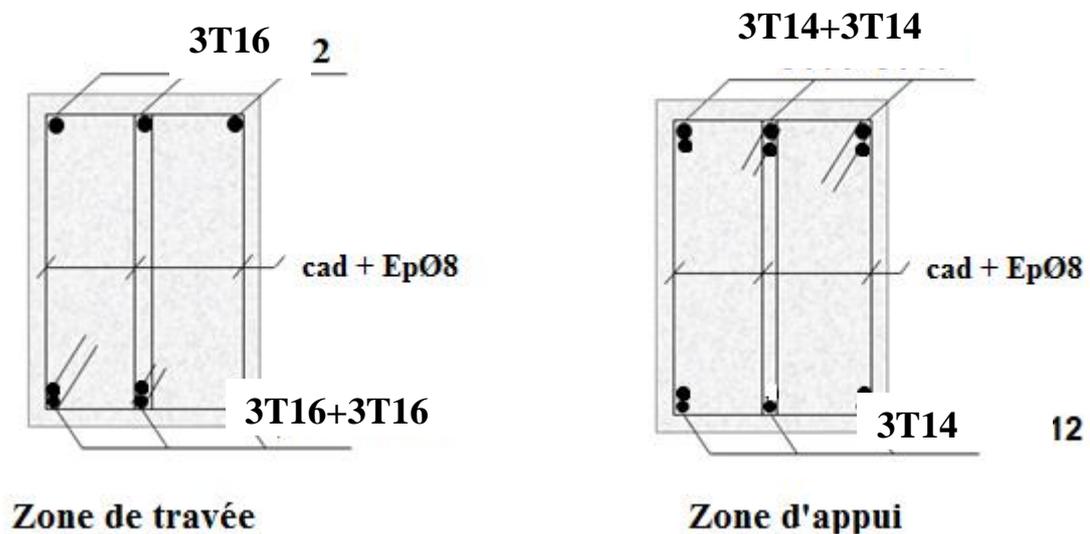


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.

V.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissant 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$$\diamond M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$$\diamond N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

Avec :

- ❖ N_{\max} : Effort normal maximum.
- ❖ N_{\min} : Effort normal minimum.
- ❖ M_{\max} : Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.9 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.16	25	347.82
Situation accidentelle	1.15	1	18.5	25	400

V.3.1 Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91 mod.99**.

- Soit à calculer le poteau le plus sollicité du STRUCTUR, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V.10: Sollicitations dans les poteaux.

	G + Q ±E	G + Q ±E	ELU	ELU	0.8G ±E	0.8G ±E
Poteau	M^{\max}	N^{corr}	N^{\max}	M^{corr}	N^{\min}	M^{corr}
x						
45×45	-143,14	-151,98	1602,06	4,40	-319,31	-25,15
40×40	55,96	199,63	1351,83	23,32	-66,03	-42,96

V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec:

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ Où $\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3 Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1^{er}, 2^{eme} étage avec la section de (45*45) cm² :

1^{er} cas:

$$N^{max} = 1602,06 \text{ KN}$$

$$M_u^{corr} = 4.40 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{corr} = 3.03 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.40}{1602,06} = 0.002m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) $e_a = \max\left[2cm, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow$

$$e_a = \max[2cm, 1.22cm] = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.2cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \frac{2.14}{0.45} \leq \left(15; 20 \times \frac{0.022}{0.45}\right) = 4.75 < \max(15; 1.02) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5)

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{4.40}{1,5(3.03)} \right) = 0.31$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.8 \times 2) = 0.008m$$

$$e_2 = 0.80cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.01cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 450 \times 450 \times 14.16 = 2867.4KN$$

$$M_2 = (1602,06 - 2867.4) \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = -246.74KN \dots \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$1602,06 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 2867.4 = -52.76$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2867.4 \times 0.45 + 1602,06 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) - 4.40}{(0.8571 \times 0.45 - 0.03) \times 2867.4}$$

$$\psi = 0.42 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 1602,06 \times 0.030 = 48.06KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 48.06 + 1602,06 \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 312.40KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{312.40 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 14.2} = 0.30$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73\text{‰}$$

$$\alpha_{lim} = \frac{2,43}{2,43+0,59} = 0.80$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1-0.4\alpha_{limit}) = 0.43$$

$$\mu_{bu} = 0.30 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.30}) = 0.46$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.46) = 0.81$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{312.4 \times 10^3}{0.81 \times 0.42 \times 348}$$

$$A_1 = 26.02 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1602,06 \times 10^3}{348} - 2601$$

$$A_2 = 12.64 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} cas**

$$N^{\min} = -319,31 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corr}} = -25,15 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{25.15}{319.31} = 0.078 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (42 - \frac{45}{2}) \Rightarrow 7.8 \text{ cm} < 19.5 \text{ cm}$$

$$M_u = +N_u(d - \frac{h}{2} + e_G) = 319,31 \times (0.42 - \frac{0.45}{2} + 0.078) = 87.17 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{87.17 \times 10^6}{(420 - 30)348} = 642.27 \text{ mm}^2 = 6.14 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{319,31 \times 10^3}{348} - 642.27 = 275.31 \text{ mm}^2 = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 8.89 \text{ cm}^2$$

➤ **3eme cas**

$$M^{\max} : -143,14 \text{ KN .m}$$

$$N^{\text{corr}} : -151,98 \text{ KN}$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{143.14}{151.98} = 0.94m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5)

$$e_a = \max\left[2cm, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2cm, 1.22cm] = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 94cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.45} \leq (15; 20 \times \frac{0.94}{0.45}) = 4.75 < \max(15; 41.33) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5)

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{4.18}{1.5(3.03)} \right) = 0.80$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.80 \times 2) = 0.011m$$

$$e_2 = 1.1cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 95.1cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 450 \times 450 \times 14.16 = 2867.4KN$$

$$M_2 = (77.47 - 2867.4) \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = -419.55KN.m$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$151.9 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 2867.4 = -291.55KN.m.$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2867.4 \times 0.45 + 151.9 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) - 143.14}{(0.8571 \times 0.45 - 0.03) \times 2867.4}$$

$$\psi = 0.33 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 151.98 \times 0.94 = 142.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 142.86 + 151.98 \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 172.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{172.49 \times 10^6}{450 \times 420^2 \times 14.16} = 0.15$$

$$\mu_{bu} = 0.15 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.20$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.20) = 0.91$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{142.86 \times 10^3}{0.91 \times 0.42 \times 348} = 1074.09 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 10.74 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{151.89 \times 10^3}{348} - 524$$

$$A_2 = 3.29 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

□ □ **La section des armatures longitudinale**

1. A calculer : A = 26.02 cm².

2. Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$$A_u (\text{min}) = \max [0,2\% (45 \times 45) ; 4\% 170].$$

$$A_u (\text{min}) = \max (4.05 \text{ cm}^2 ; 6.8 \text{ cm}^2).$$

Au (min) = 6.8 cm².

□ □ **Le pourcentage maximal des armatures :**

$$A_u (\text{max}) = 5 \% B = 90 \text{ cm}^2.$$

2. Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% B = 0.008 (45 * 45)$$

$$A_u (\text{min}) = 16.2 \text{ cm}^2$$

Tableau V.11 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A calculer	A min (cm ²)	Choix des armatures	A _{adopté} (cm ²)
RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	45×45	26.02	16.2	6HA20+ 4HA16	26.89
3 ^{eme} +4 ^{eme} 5 ^{eme} +6 ^e me	40×40	24.84	12.8	6HA20+ 4HA14	25.01

V.3.3.1 Recommandations des règlements :

a Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de 40∅ en (Zone IIa).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (Zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

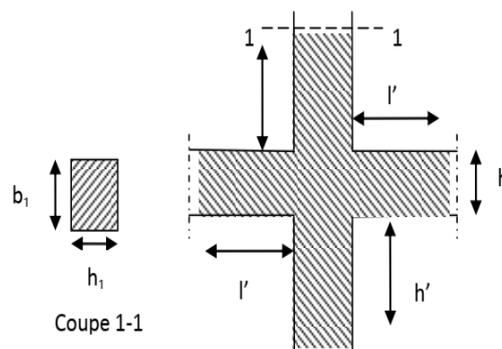


Figure.V.3 : La zone nodale.

Recouvrement

Longueur de la zone nodale

La zone nodale est définie par l'et h'.

$$l'=2h$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$$h' = \max (3.06/6 ; 45 ; 45 ; 60) \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

h_e : la hauteur de l'étage.

($h_1 ; b_1$) : Dimensions de la section transversale du poteau.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA.

Tableau V.12: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^e + 2 ^e	45×45	16.2	72	108
3 ^e +4 ^e +5 ^e +6 ^e	40×40	12.8	56	84

❖ **Selon BAEL :**

La section d'acier minimale

$$A_{min} = \max (4\text{cm de périmètre} ; 0,2\% . b . h).$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le **BAEL**:

Tableau V.5: Armatures longitudinales minimales et maximales selon **BAEL** dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
RDC + 1 ^{er} +2 ^{eme}	45×45	10.63	100
3 ^{eme} +4 ^{eme} 5 ^{eme} +6 ^{eme}	40×40	8.40	80

B .Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements **BAEL91** et **RPA99**.

❖ **Selon le BAEL91**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

❖ **Selon le RPA99 (art7.4.2.2) :**

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.14}{0.45} = 4.75 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 3,75.$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$

$$S_t \leq \min(10 \times (2); 15cm)$$

$$S_t \leq 15mm$$

$$S_t = 10mm$$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

$$S_t \leq 15\phi_l$$

$$S_t \leq 15 \times (2)$$

$$S_t \leq 20mm$$

$$S_t = 15mm$$

$\Phi 1$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Tableau V.13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λg (%)	ρ _a	T _{uma} x (kN)	Zone	S _t (cm)	A _{calc} (cm ²)	Choix	At (cm ²)
RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	45x45	2.14	4.75	3.75	21,2 4	N	10	0.44	6T8	3.02
						C	15	0.66		
3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{em} +6 ^{eme}	40x40	2.14	5.35	2.5	27,3 6	N	10	0.43	6T8	3.02
						C	15	0.64		

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{max} \Rightarrow 8 > \frac{20}{3} = 6.66.....CV$$

V.3.3.2 Vérifications :

a .Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

T_u: L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u: Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99 [2]

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

❖ Selon RPA99 v 2003 [1]

$$\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\left[\begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Justification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_a	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	45×45	2.14	4.75	0,075	42	11.70	0,71	3.75	C.V
3 ^{eme} +4 ^{eme} 5 ^{eme} +6 ^{eme}	40×40	2.14	5.35	0,075	37	16.24	0,18	3.75	C.V

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003** (Art 7.4.2.1) est de $40 \Phi_l$ en zone **IIa**.

$$L_r = \Phi_l \times 40$$

$$\Phi_l = 12 \text{ mm.}$$

$$L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

B .Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C,

$$\text{avec une longueur de } 3.06=\text{m et un effort normal égal } 627,44\text{KN. } N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA}$$

93(Article B.8.4.1)

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14m$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 16.47 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$A = 26.89 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.80 \left[\frac{0.1849 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2689 \frac{400}{1.15} \right] = 3487.50 \text{ KN}$$

$$1345,04 \text{ KN} < 3487.50 \text{ KN}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_s = 3.03 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

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

$$\frac{45}{2} y^2 - 15 \times 25.3(36 - y) = 0$$

$$20y^2 + 379.5y - 13662$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 1112.2$$

$$y = \frac{1112.2 - 379.5}{2 \times 20} = 18.31 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{45 \times 18^3}{3} + 15 \times 25.3(42 - 18)^2 = 200606.43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{3.45 \times 10^6 \times 18}{200606.43 \times 10^4} = 3.1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

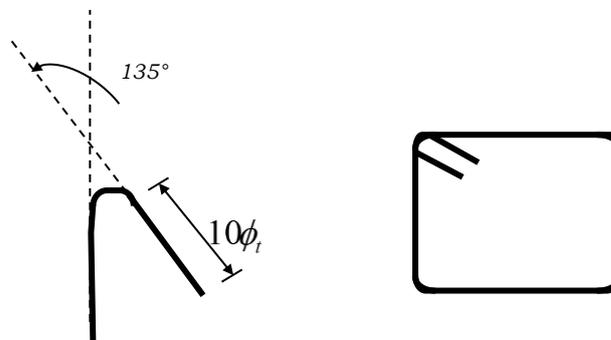


Figure V.4: Schéma de cadres.

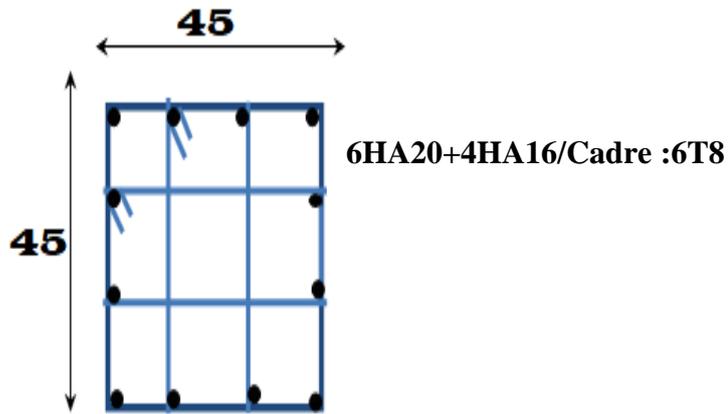


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux 45x45

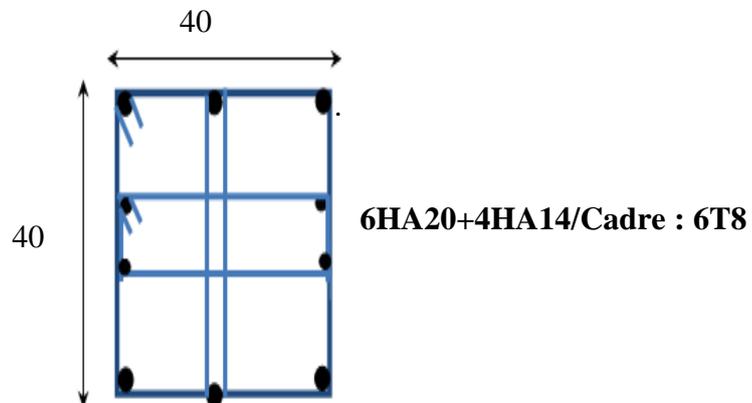


Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux (40* 40)

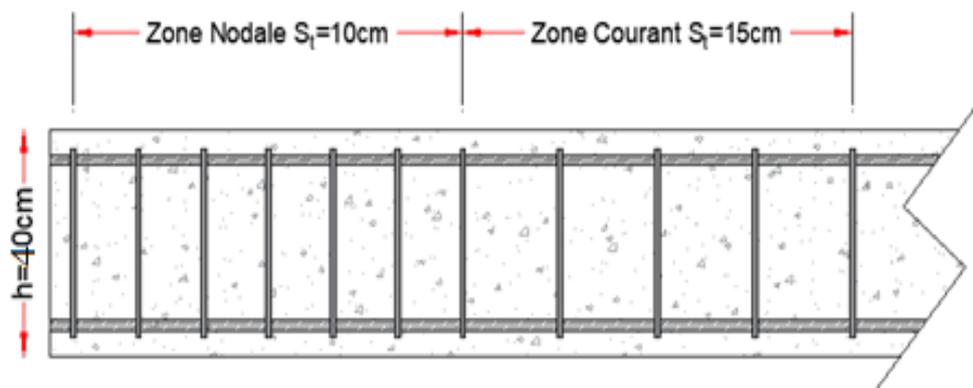


Figure V.6: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.4. Les voiles :

V.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

❖ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003:

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm

❖ Aciers horizontaux :

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- ❖ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- ❖ **Règles communes :**
 - a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq 1.5e$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$
 Avec : (e: l'épaisseur de voile)
 - a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - b) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - c) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à:
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.
 - **V.4.2.Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont donnéesci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- $1.35 G+1.5Q$ (ELU)
- $G+Q$ (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

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

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

Tableau V.15: Sollicitations dans les voiles.

	COMB	N(KN)	M (KN.m)	T _{max}
Voile1	0.8G+EX	1482.15	824.45	241
	G+Q+EY	425.31	4.89	/
Voile2	G+Q-EX	1018.89	953.09	654.24
	0.8G-EX	352.56	-22.91	//

V.4.3. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y: centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

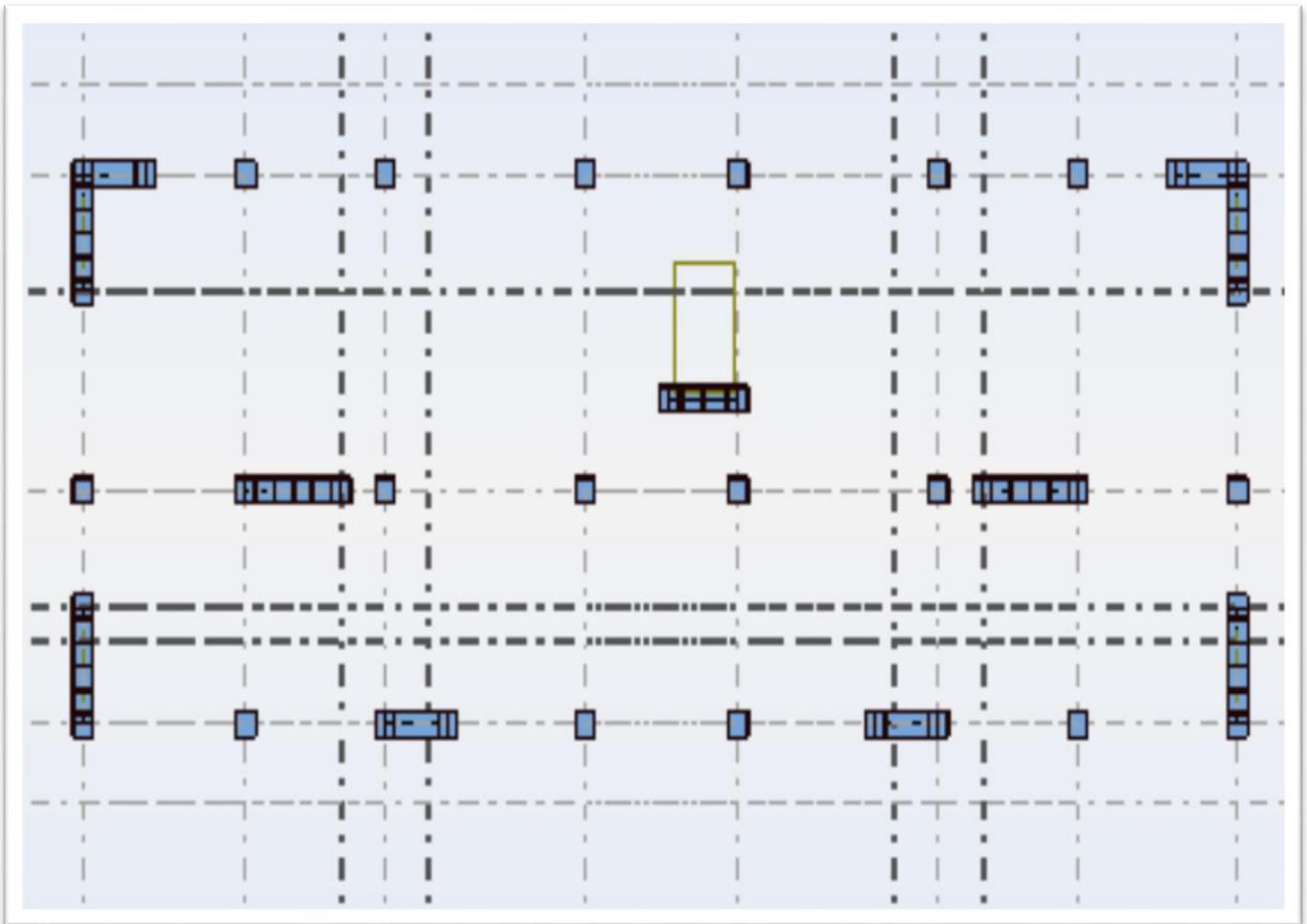


Figure IV.7 : Disposition des voiles.

V.4.4. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :

($L = 2.05\text{m}$; $H = 3.06\text{ m}$; $e = 0.20\text{ m}$)

On utilise ra la méthode des contraintes :

✓ Remarque :

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

$N = - 1482.15\text{ KN}$; $M = 824.45\text{ KN.m}$; $T = 241\text{ KN}$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 2.05^3}{12} \Rightarrow I = 0.143\text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 2.05 \times 0.20 \Rightarrow S = 0.41 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{2.05}{2} \Rightarrow y = 1.02 \text{ m}$$

V.4.4.1. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{1482.15}{0.41} + \frac{824.45 \times 1.02}{0.143}$$

$$\sigma_1 = 9495.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{1482.15}{0.41} - \frac{824.45 \times 1.02}{0.143}$$

$$\sigma_2 = -2265.69 \text{ KN/m}^2$$

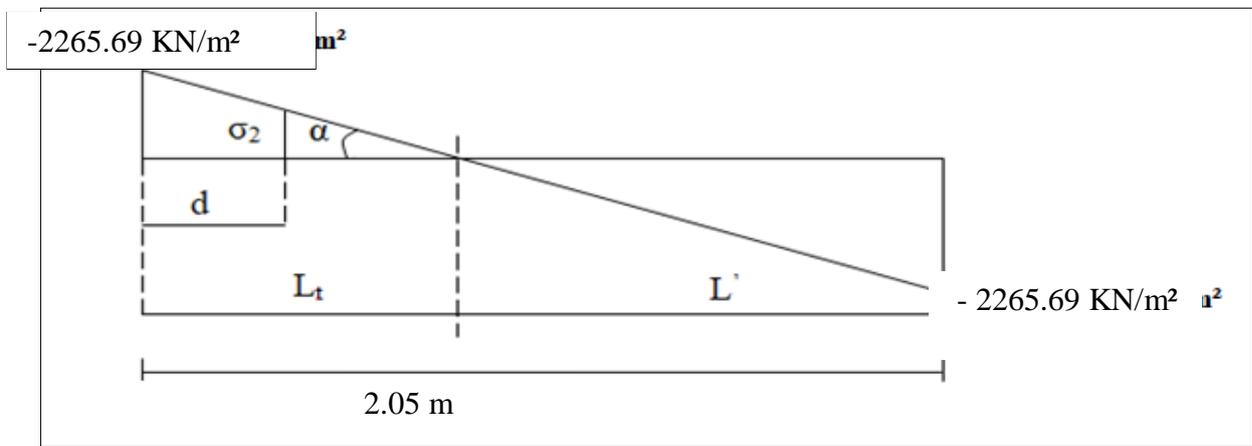


Figure V.8: Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

Calcul de L_t :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.05 \times \left(\frac{2265.69}{9495.69 + 2265.69} \right) = 0.39 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2.05 - 0.39 = 1.65 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_0/2 ; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min(3.06/2, (2/3) \times 1.65) = 1.10 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.20 \times 0.39^3}{12} \Rightarrow I' = 0.0009 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S = 0.39 \times 0.20 \Rightarrow S' = 0.078 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{0.39}{2} \Rightarrow y' = 0.195 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -88.36 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 5.22 \text{ KN.m}$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{5.22}{-88.36} = -0.059 \text{ m} < d/6$ et N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue).

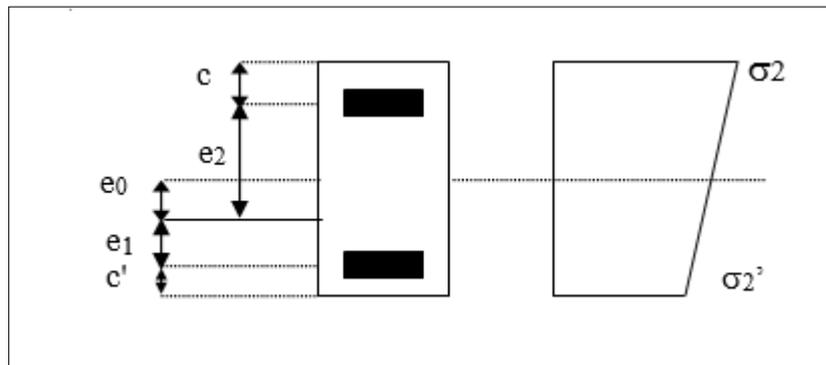


Figure V.9 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5 \text{ cm}$; $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.441 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.509 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{298.7 \times 10^3 \times 509}{(441 + 509) \times 400} = 400.11 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{298.7 \times 10^3 \times 441}{(441 + 509) \times 400} = 346.64 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 7.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 7.46 / (2 \times 0.39) = 5.81 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales de RPA 99:**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t \quad [4]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 20 \times 0.39 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 1.56 / (2 \times 0.39) = 2 \text{ cm}^2$$

❖ **Le pourcentage minimal :**

$$❖ A_{\min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 205 = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 6.15 / (2 \times 2.85) = 1.07 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 5.81 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 5.81 \times (2.05/2) = 11.91 \text{ cm}^2$$

Acier de couture : [4]

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 241 = 373.4 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{373.4 \times 10^3}{400} = 10.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 10.26 \times \frac{L_t}{L} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.66 + 1.95 = 13.61 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30)$

Soit : $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 15 \text{ cm}$

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/10 \Rightarrow 205/10 = 20.5 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est $20.5/10 = 2.05$

On adopte : 3 barres

$$2.05 \times 1.6 = 3.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 20.5 - 3.28 / 2 = 8.61 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 6T14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

En zone courant :

La longueur de zone courant : $(L/10)2 = 39 \text{ cm} \Rightarrow 205 - 41 = 164 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est $164/20 = 8.2$

On adopte : 8 barres

$$8 \times 1.2 = 9.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 164 - 9.6 / 12 = 12.26 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : $2 \times 8T12$ ($A_s = 18.1 \text{ cm}^2$)

❖ Les armateurs de répartition :

$$❖ A_r = \frac{A_s}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8Ø8 ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

V.4.4.2.les ferrailage horizontal :

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 241 \times 10^3}{200 \times 2925} = 0.57 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.57 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

$K=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min (1.5e, 30)$$

Soit : $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times St}{0.8 \times f_e} \quad [4] \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 0.57 \times 250}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}(RPA) = 0.15\% \times e \times 205 = 6.15 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T10 = 6.28 cm²

V.4.4.4. Schéma de Ferrailage :

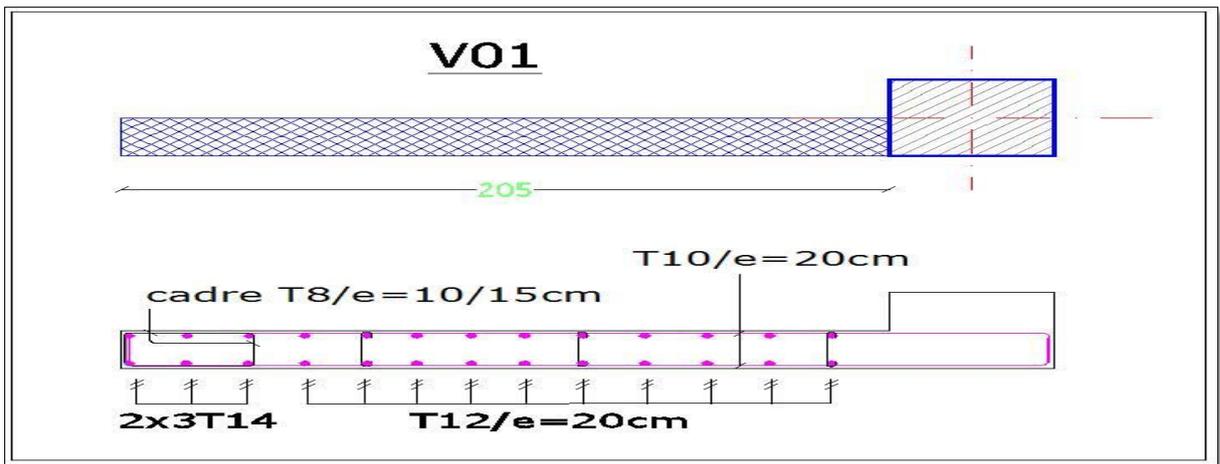


Figure V.10: Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.

V.4.5. Le ferrailage des voiles de sens transversal:

(L=1.97 m; H = 3.06 m ; e = 0.20 m)

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = -1018.89 KN ; M = 953.09KN.m ; T = 654.24 KN

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 1.97^3}{12} \Rightarrow I = 0.127 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1.97 \times 0.20 \Rightarrow S = 0.39 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{1.97}{2} \Rightarrow y = 0.98 \text{ m}$$

V.4.5.1. le ferrailage vertical:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{1018.89}{0.39} + \frac{953.09 \times 0.98}{0.127}$$

$$\sigma_1 = 9967.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{1018.89}{0.39} - \frac{953.09 \times 0.98}{0.127}$$

$$\sigma_2 = -4742.01 \text{ KN/m}^2$$

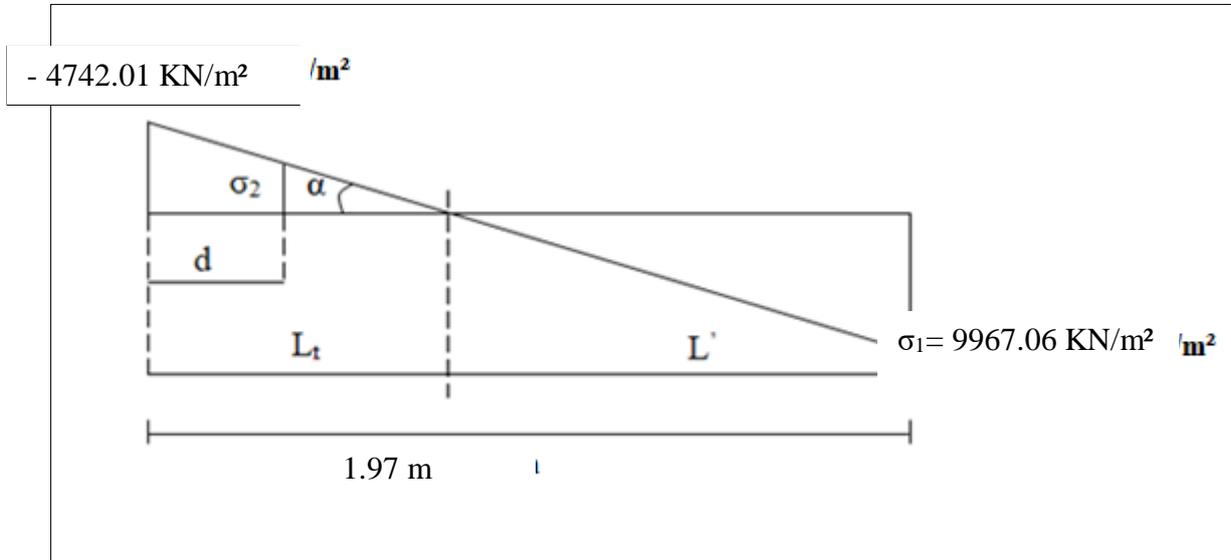


Figure V.11 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Calcul de L_t :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1.97 \times \left(\frac{4742.01}{9967.09 + 4742.01} \right) = 0.63 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1.97 - 0.63 = 1.34 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_0/2 ; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min(3.06/2, (2/3) \times 1.34) = 0.89 \text{ m}$$

$$d < L_t$$

Calcul de σ_2' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -4742.01 / 0.63 = -7527$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha \times (L_t - d) = -1957.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{S'} + \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = -298.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{S'} - \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = -4742.01 \text{ KN/m}^2$$

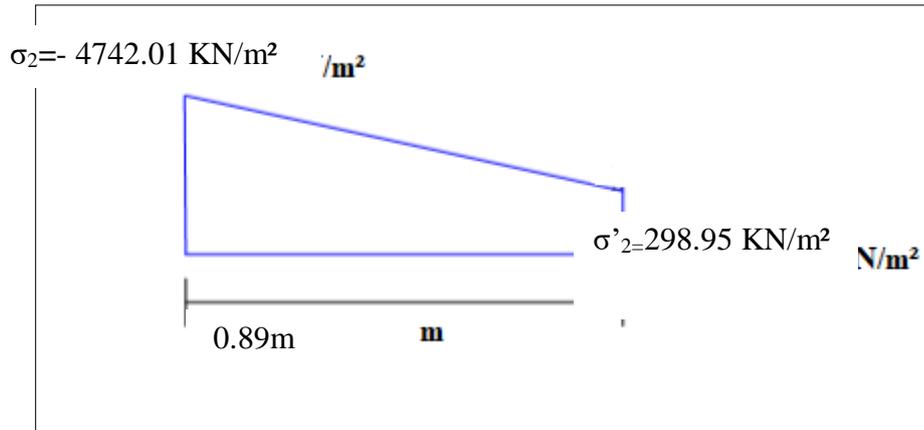


Figure V.12: Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.20 \times 0.63^3}{12} \Rightarrow I' = 0.004 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S' = 0.63 \times 0.20 \Rightarrow S' = 0.126 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{0.63}{2} \Rightarrow y' = 0.315 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) \Rightarrow N_1 = -298.74 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma'_2 - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 30.09 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{30.09}{-298.74} = -0.100 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement}$$

tendue).

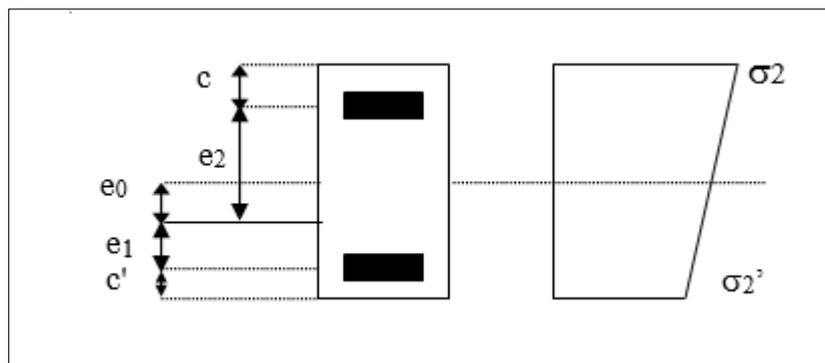


Figure V.13 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5\text{cm}$; $c' = 10\text{cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.295\text{m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.445\text{m}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{220.06 \times 10^3 \times 445}{(295 + 445) \times 400} = 449.11 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{220.06 \times 10^3 \times 295}{(295 + 445) \times 400} = 297.69 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 7.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 7.46 / (2 \times 0.63) = 5.92 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t \quad [4]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 20 \times 0.63 = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{ml/face} = 2.52 / (2 \times 0.63) = 2 \text{ cm}^2$$

❖ Le pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 197 = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}/\text{ml/face} = 5.91 / (2 \times 2.85) = 1.03 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_s, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 5.92 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 5.92 \times (1.97/2) = 11.66 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 654.24 = 915.93 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{915.93}{400} = 25.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 25.18 \times \frac{L_t}{L} = 8.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.66 + 8.05 = 19.71 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Soit : $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/10 \Rightarrow 197/10 = 19.7 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est $19.7/10 = 1.97$

On adopte : 2 barres

$$1.97 \times 1.6 = 3.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow 19.7 - 3.15 / 1 = 16.55 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 4T16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$)

En zone courant :

La longueur de zone courant : $(L/10)2 = 39 \text{ cm} \Rightarrow 197 - 39 = 158 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est $158/20 = 7.9$

On adopte : 6 barres

$$7.9 \times 1.4 = 11.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow 158 - 11.06 / 5 = 29.38 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 6T14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

❖ **Les armateurs de répartition : [1]**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 4.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : 9Ø8 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

V.4.5.2.le ferrailage horizontal :

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 654.2 \times 10^3}{200 \times 1350} = 0.56 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.56 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e} \quad [4]$$

K = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :
0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025f_{c28}$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30\text{cm}$

On adopte : $S_t = 20\text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 1.13 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 197 = 5.91 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T14=6.16 \text{ cm}^2$

V.4.5.4.Schéma de Ferrailage :

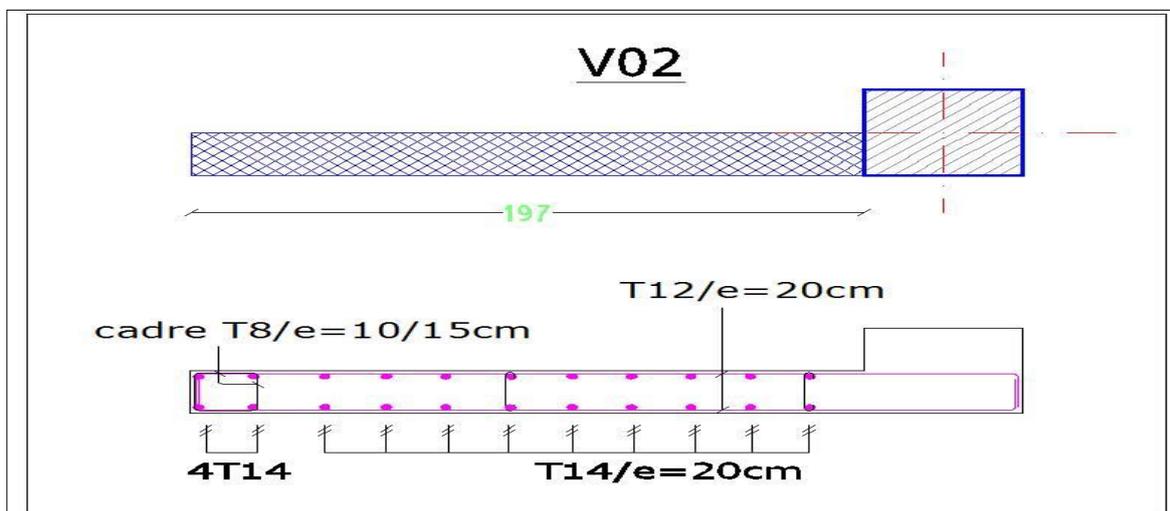


Figure V.14 : Schéma de ferrailage de Voile transversale.

V.7 Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

CHAPITRE VI.

*CALCUL DE
L'INFRASTRUCTURE*

VI.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2.Les Fondations :

VI.2.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des fondations superficielles), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes).

❖ Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- ✓ Des sollicitations dues à la superstructure, qui sont :
 - Des forces verticales ascendantes ou descendantes (charges permanentes, surcharges).
 - Des forces horizontales (vent, séisme).
 - Des moments de flexion ou de torsion.
- ✓ Des réactions dues au sol qui sont :
 - Des forces verticales ascendantes ou descendantes.
 - Des forces obliques (adhérence, remblais, etc...). [6]

❖ Catégories de fondation :

- ✓ Les fondations profondes (sur pieux) : $D/B \geq 10$.
- ✓ Les fondations superficielles : $D/B < 4$ (semelles isolées, filantes, radier)

VI.2.2.Les combinaisons :

Selon le RPA99 version 2003 et BAEL l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables.

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

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

VI.2.3. Etude du sol :

Dans une étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géotechnique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte admissible du sol qui est égal à 2.00 bars.

VI.2.4. choix de type de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2.00 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

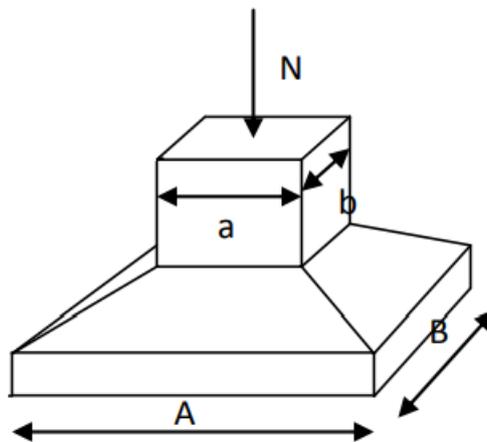


Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.

VI.2.4.1. Vérification de la semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicité et on doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{Avec : } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A=B$$

S : la section de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.00$ bars

$$A=B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1381.33}{200}} = 2.62 \text{ m}$$

$$L_{\min} = 3.00 \text{ m}$$

Il faut vérifier : $L_{\min} > 1.5 \times B$

Tel que L_{\min} entre axe minimum entre deux poteaux:

$$\text{On a : } 1.5 \times B = 3.93 \text{ m} < L_{\min} = 3.00 \text{ m}$$

La condition : $L_{\min} > 1.5 \times B$ non vérifiée

✓ **Remarque :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, par conséquent nous adoptons semelles filantes.

VI.2.4.2. Vérification de la semelle filante :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

Avec :

S_s : La somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface totale du bâtiment

❖ **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau de dimensionnement des semelles sous poteaux :

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux.

Poteau	$N_{ser}(KN)$	$M_{ser}(KN.m)$	A=B (m)	A×B (m ²)
1	568.09	-1.57	1.685	2.840
2	487.23	-6.2	1.561	2.436
3	486.9	-5.98	1.560	2.435
4	561.51	-1.56	1.676	2.808
5	404.81	-0.05	1.423	2.024
6	738.17	-4.07	1.921	3.691
7	1145.89	-4.89	2.394	5.729
8	1164.66	-7.42	2.413	5.823
10	740.44	-4.05	1.924	3.702
11	405.51	0.09	1.424	2.028
12	683.04	8.25	1.848	3.415
13	1000.65	6.55	2.237	5.003
14	959.16	33.68	2.190	4.796
15	935.51	37.25	2.163	4.678
16	999.75	6.7	2.236	4.999
Total				56.41

Tableau de dimensionnement des semelles sous voiles :

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles.

Les voiles	Langueur (m)	N_{Ser} (KN)	B (m)	B×L (m²)
79	1.980	574.660	1.695	3.356
211	1.980	451.370	1.502	2.975
604	1.980	580.560	1.704	3.373
611	1.980	445.540	1.493	2.955
1066	1.350	344.460	1.312	1.772
1068	1.350	339.150	1.302	1.758
1093	1.350	443.170	1.489	2.010
1100	1.350	441.040	1.485	2.005
1116	2.050	1058.230	2.300	4.716
1123	2.050	1055.270	2.297	4.709
Total				29.63

- La somme des surfaces des semelles est : $S = 86.04 \text{ m}^2$
- La surface total du bâtiment est : $S' = L_x \times L_y = 25.35 \times 9.75 = 247.16 \text{ m}^2$

$$\frac{86.04}{247.16} \times 100 = 34.81 \% < 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VI.2.5.Calcul de la semelle filante croisée :

Les données pour chaque poteau :

Tableau VI.3 : Les sollicitations.

Les poteaux et les voiles	ELS		ELU	
	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)
N _{P1}	404.81	-0.05	553.72	-0.06
N _{P2}	671.92	-2.74	920.91	-3.77
N _{P3}	738.17	-4.07	1013.08	-5.60
N _{P4}	1145.89	-4.89	1576.41	-6.79
N _{P5}	1164.66	-7.42	1602.06	-10.27
N _{P6}	740.44	-4.05	1016.19	-5.58
N _{p7}	664.24	-2.66	910.34	-3.66
N _{p8}	405.51	0.09	554.70	0.14
N _{V1}	1058.23	13.33	1450.30	18.27
N _{V2}	1055.27	-7.87	1446.26	-10.76

VI.2.5.1.Le Pré-dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale :

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

❖ Calcul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 5935.64 \text{ KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\begin{aligned} \sum N_i \times e_i &= 404.81 \times (-12.45) + 671.92 \times (-8.95) + 738.17 \times (-5.95) + 1164.66 \times (-1.65) \\ &+ 405.51 \times (1.65) + 1058.02 \times (5.95) + 443.87 \times (8.95) + 102.38 \times (12.45) = 15.54 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\sum M_i = 0.05 + 2.74 - 4.07 + 4.89 - 7.42 + 4.05 - 2.66 + 0.09 + 13.33 + 7.87 = 20.33 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_s = 15.54 + 20.33 = 35.87 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \quad e_0 = \frac{35.87}{5935.64} \quad e_0 = \mathbf{0.006 \text{ m}}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \times B} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L \times \sigma_{sol}} \right) \Rightarrow B > \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L} \right) \Rightarrow B > \frac{5935.64}{24.95 \times 200} \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{24.95} \right)$$

$$\Rightarrow B \geq 1.19 \text{ m}$$

On prend : B=1.20 m

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{24.95}{1.20} = 20.79 > 5 \dots\dots\dots \text{cv}$

❖ **Calcul La hauteur de la semelle :**

$$\text{Semelle rigide} \Rightarrow \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$$

$$\frac{1.20-0.45}{4} = 0.18 \leq d \leq 1.20-0.45 = 0.75 \dots\dots\dots \text{cv}$$

On prend : d = 0.35 m

Donc :

$$h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

❖ **La hauteur de la poutre de redressement :**

Est estimée à $\left(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6} \right)$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{6} = \frac{4.30}{9} \leq h_p \leq \frac{4.30}{6} \Rightarrow 0.47 \text{ m} \leq h_p \leq 0.72 \text{ m}$$

On prend : $h_p = 70 \text{ cm}$; $b_p = 40 \text{ cm}$

✓ **Conclusion :**

Les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$$B = 1.20 \text{ m} \quad ; \quad L = 24.95 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.35 \text{ m}$$

La poutre de redressement :

$$h_p = 70 \text{ cm} \quad ; \quad b_p = 40 \text{ cm}$$

VI.2.5.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Avant de calculé le ferrailage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

Avant de calculer le ferrailage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

Il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature de la semelle (rigide ou flexible)

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

→ **K** : Coefficient de raideur du sol : $K = 30000 \text{ KN/cm}^3$.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.19 \text{ MPa}$.

b : Largeur de la semelle.

I : inertie. $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.2 \times 0.4^3}{12} = 0.006 \text{ m}^4$

Alors : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.19 \times 0.006}{3 \times 1.2}} = 3.82$

$L_{\max} = 4.30 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition vérifié

Donc la semelle est rigide.

Le calcul de ferrailage se fait a l'ELU, les sollicitations (N_u, M_u) obtenus sont résumées dans le schéma suivant :

❖ **Calcul des contraintes :**

$N_U = \sum N_i = 8147.41 \text{ KN}$

$M_U = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$

$\sum N_i \times e_i = 553.77 \times (-12.45) + 920.91 \times (-8.95) + 1013.77 \times (-5.62) + 1576.41 \times (-1.65) + 1602.79 \times (1.65) + 554.77 \times (5.62) + 1450.55 \times (8.95) + 1446.16 \times (12.45) = 21.57 \text{ KN.m}$

$$\sum M_i = 7.37 + 1.30 + 2.23 + 5.06 + 1.34 + 7.39 + 0.41 + 0.41 = 28.08 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_t = 21.57 + 28.08 = 49.65 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \Rightarrow \frac{8147.41}{24.95 \times 1.20} + \frac{6 \times 49.65}{24.95^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_1 = 272.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \Rightarrow \frac{8147.41}{24.95 \times 1.20} - \frac{6 \times 49.65}{24.95^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_2 = 271.73 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 272.33 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5\sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.2.5.3.1. Ferrailage de la semelle:

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

❖ **Calcul des armatures principales :**

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B-b)}{8d \sigma_{st}}$$

$$N_u = N_T + P$$

$$N_i = \sum N_i / L$$

L : longueur totale de la semelle

$$N_i = 297.90 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$$P_S = 1.2 \times 0.4 \times 27.35 \times 25 = 328.20 \text{ KN}$$

$$P_{\text{POUT}} = 0.4 \times 0.3 \times 27.35 \times 25 = 82.05 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres} : (0.4 \times 0.6 \times 27.35 \times 20) \times 2 = 262.56 \text{ KN}$$

Donc :

$$P = 672.81 \text{ KN}$$

$$N_u = 297.90 + 672.81 = 970.70 \text{ KN}$$

$$A_{s/B} = \frac{N_{tt}(B-b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{970.70 \times 10^3 (1200 - 450)}{8 \times 350 \times 348} = 7.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T12 = 9.05 cm²

les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} \Rightarrow A_r = 2.26 \text{ cm}^2$$

✓ D'après le BAEL91 pour fe400 : $A_{s \text{ min}} = 2 \text{ cm}^2$

On adopte : 7T10 = 5.50 cm²

Avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

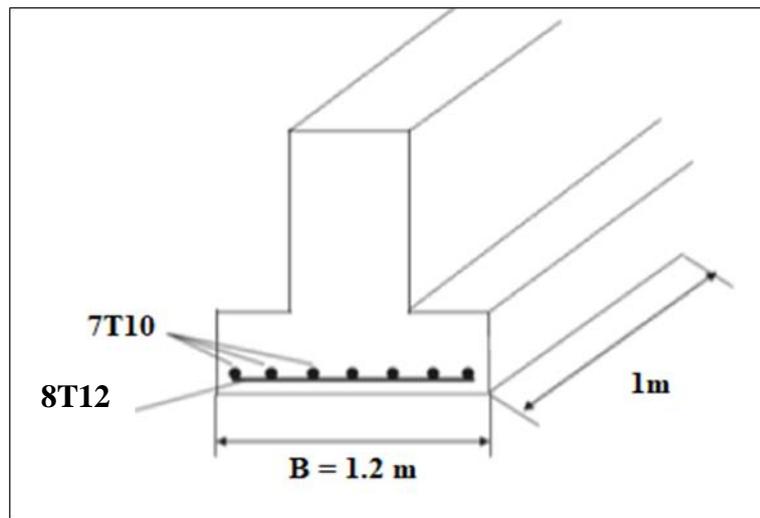


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI.2.5.3.2.Ferrailage de la poutre de rigidité:

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée.

Pour déterminée le ferrailage de la poutre de rigidité on utilisée la méthode de forfaitaire.

❖ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT.

Etages Courants (TYPE 2):

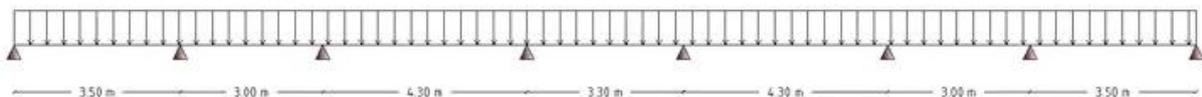


Figure VI.3 : La distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé

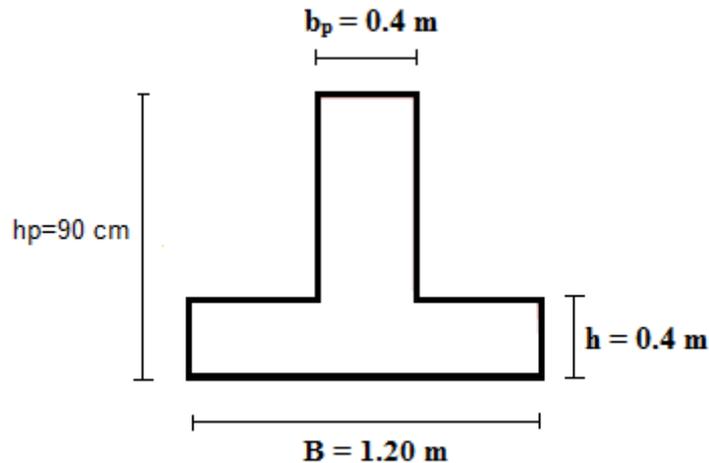


Figure VI.4 : Coupe de la semelle filante.

$B = 1.2 \text{ m}$; $b_p = 0.4 \text{ m}$; $h_p = 0.7 \text{ m}$; $h = 0.4 \text{ m}$; $d = 0.9 \times h = 0.63 \text{ m}$

On prend le moment max pour travée et l'appui :

En travée : $M_t = 1035.12 \text{ KN.m}$

$M_u = M_{\max}$

En appui : $M_a = -1245.40 \text{ KN.m}$

$T_u = T_{\max} = 2111.60 \text{ KN}$

a). En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 1200 \times 400 \times \left(630 - \frac{400}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 2922.62 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 1035.12 \text{ KN.m} < M_{tu} = 2922.62 \times 10^6 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 1.2 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu = \frac{1035.12 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 630^2} \rightarrow \mu = 0.46$$

$$\mu = 0.46 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.46}) \rightarrow \alpha = 0.89$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 63 (1 - 0.4 \times 0.89) \rightarrow Z = 40.35 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{1035.12 \times 10^6}{348 \times 403.5}$$

Donc : $A_u = 7.37 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_s} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 630 \times \frac{2.1}{400} = 3.04 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} \geq 3.04 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (7.37 ; 3.04)$

Alors : $A_s = 7.37 \text{ cm}^2$

On adopte : 6T14 = 9.24 cm²

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 0.70\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adpt}}$$

$$A_{\min} = 3.04 \text{ cm}^2 < A_{\text{adapt}} = 9.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing L \right) \rightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{70}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2 \text{ mm} ; 4 \text{ mm} ; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 27.35 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

b). En Appui :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu = \frac{1245.4 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 630^2} \rightarrow \mu = 0.55$$

$$\mu = 0.55 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.45}) \rightarrow \alpha = 0.85$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 63 (1 - 0.4 \times 0.85) \rightarrow Z = 34.46 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{1245.4 \times 10^6}{348 \times 314.6}$$

Donc : $A_u = 10.55 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_s} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 630 \times \frac{2.1}{400} = 3.04 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} \geq 3.04 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (10.55 ; 3.04)$

Alors : $A_s = 10.55 \text{ cm}^2$

On adopte : $6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 0.70 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : $4T12$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adpt}}$$

$$A_{\min} = 3.04 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 12.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \rightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{70}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2 \text{ mm} ; 4 \text{ mm} ; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 27.35 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.2.6. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_s = \frac{237.6 \times 10^3}{400 \times 630}$$

$$\tau_s = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2.7.Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : charge maximal de à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : Hauteur de la semelle filante Poteau.

$$N_{\max} = 670.79 \text{ KN.}$$

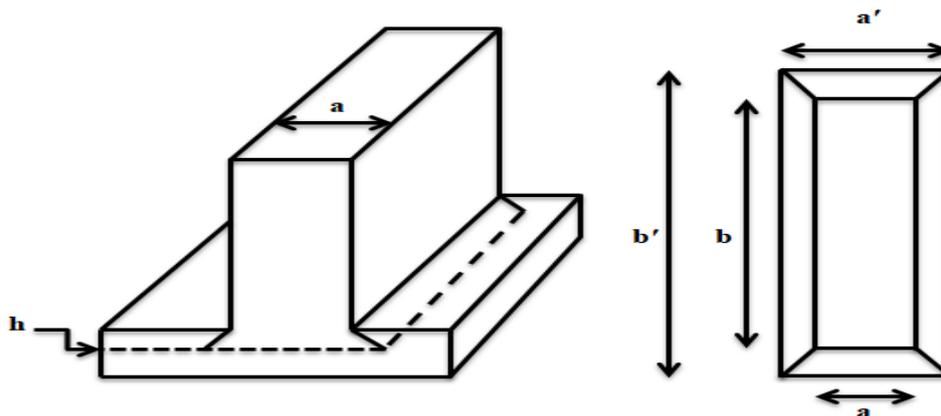


Figure VI.5 : La semelle filante.

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b')$$

$$\text{Avec : } a' = (a + h)$$

$$b' = (b + h)$$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2 \times h) \rightarrow \mu_c = 2 \times (1.2 + 0.4 + 2 \times 0.4) \rightarrow \mu_c = 5.1 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.8 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 1530 \text{ KN}$$

$N_u = 1060.79 \text{ KN} < 1530 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.2.8. Schéma de ferrailage

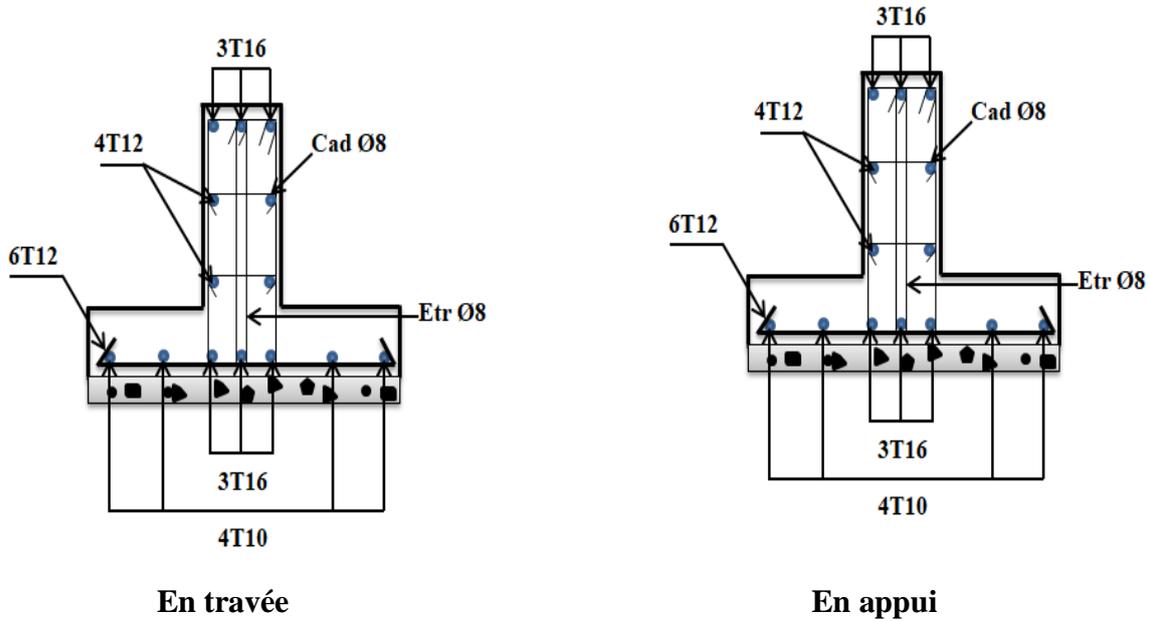


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de fondation.

VI.2.9. L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.2.9. 1.Pré-dimensionnement : D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm².....sites de catégorie S₂, S₃
- (30×30) cm².....site de catégorie S₄

Nous adapterons une section de dimensions suivantes : (30×30) cm².

VI.2.9.2.Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 ($A_s=6.79 \text{ cm}^2$)

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 250 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 81.50 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 0.81 < 6.79 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement «e »**

$$S_t \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \quad [1] \Rightarrow S_t \leq \min (27 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

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

❖ **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 ($A= 1.01 \text{ cm}^2$)

VI.2.9.3.Schéma de ferrailage :

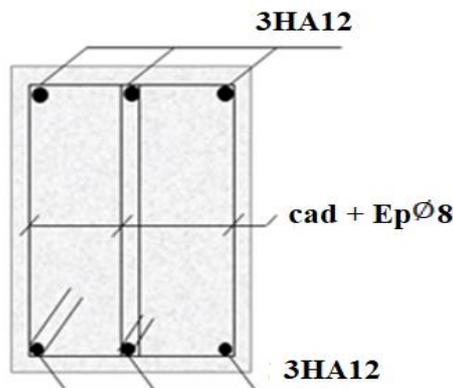


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de La longrine

VI.3. Le voile périphérique :

VI.3.1. Dimensionnement :

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Un recouvrement de 40 ϕ pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur $e = 16\text{ cm}$.

La hauteur du voile périphérique $h = 1.5\text{ m}$.

Longueur du panneau max $L = 4.30\text{ m}$.

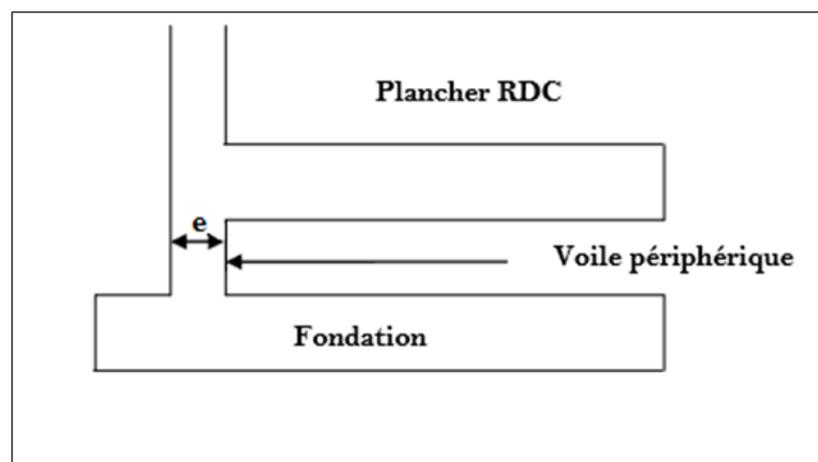


Figure VI.8 : Le voile périphérique.

VI.3.2. Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté

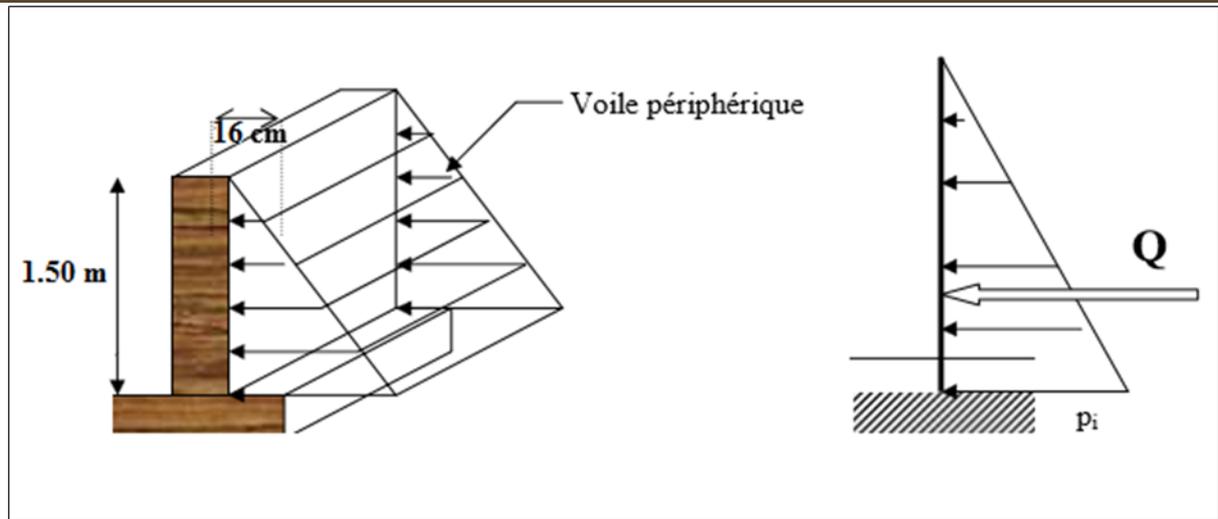


Figure VI.9. : la poussée des terres sur le voile périphérique.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 P_i h}{9\sqrt{3}}$$

$$Q = \frac{P_i h}{2}$$

Avec :

$$P_i = \gamma_d \times h \times k_0 \quad ; \quad k_0 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

K_0 : coefficient de poussée.

γ_d : poids spécifique du remblai ($\gamma_d = 20 \text{ KN/m}^2$)

φ : angle de frottement interne du remblai ($\varphi = 30^\circ$)

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

$$P_i = 20 \times 1.5 \times 0.33 = 8.91 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$Q = \frac{8.91 \times 1.5}{2} = 6.68 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 6.68 \times 1.5}{9\sqrt{3}} = 1.28 \text{ KN.m}$$

VI.3.3.Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{ser} = 1.28 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100×16) cm².

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1] \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre :

$$\overline{Z} = d - \frac{\overline{Y}_1}{3} \text{ avec : } \overline{Y}_1 = \frac{n \times d \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\overline{Y}_1 = \frac{15 \times (0.81 \times 160) \times 15}{(15 \times 15) + 266.66} = 59.3 \text{ mm}$$

$$\overline{Z}_1 = 135 - \frac{59.3}{3} = 115.23$$

Moment de service limite :

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times \overline{\sigma}_{bc} \times b \times y \times \overline{Z}_1$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times 15 \times 1000 \times 59.3 \times 115.23 \Rightarrow \overline{M}_1 = 51.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < \overline{M}_1 \text{vérifiée}$$

⇒ A' = 0 (La section est sans aciers comprimés)

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.28 \times 10^6}{115.23 \times 266.66}$$

$$A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

❖ Condition exigée par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99/version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes. [4]

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}).$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal}).$$

Choix des barres: 4T10 ⇒ $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

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

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

VI.3.4. Calcul du ferrailage horizontal :

On prendra la portée maximum, soit $L = 4.30 \text{ m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = (8.91 + 0) / 2 \Rightarrow P_{\text{moy}} = 4.45 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = P_{\text{moy}} \times L^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 4.45 \times 1.5^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 1.25 \text{ KN.m}$$

Moment en travée « M_t » :

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 1.25$$

$$M_t = 0.94 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis « M_a » :

$$M_g = M_d = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 1.25$$

$$M_a = 0.63 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :** [4]

$$M_t + (M_g + M_d) / 2 \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow$$

$$0.94 + (0.63 + 0.63) / 2 \geq 1.25 \times 1.25$$

$1.57 \geq 1.56 \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

a) En travée :

$$M_t = 0.94 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 16 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} \quad ; \quad Z = 11.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.94 \times 10^6}{266.66 \times 115.23} = 30.59 \text{ mm}^2$$

$A_s = 0.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte: $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} < A_s \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (cv).$

b) sur appuis :

$M_a = 0.63 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} ; Z = 11.5 \text{ cm}$

$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.63 \times 10^6}{266.66 \times 115.23} = 20.5 \text{ mm}^2$

$A_s = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte: $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} < A_s [1] \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (cv).$

VI.3.5.Schéma de Ferrailage :

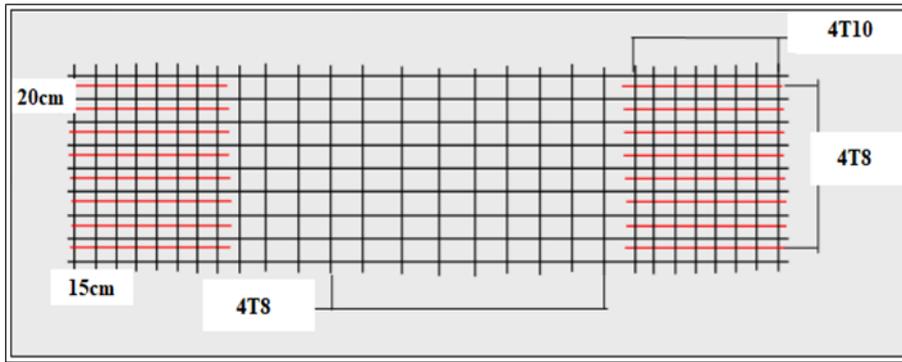


Figure VI.10 : Ferrailage du voile périphérique.

VI.4.Conclusion

Le bon choix de type de fondation pour le bâtiment permet d'assurer une bonne assise pour l'ensemble de la structure et la stabilité vis-à-vis des différentes actions. Cela à travers des sections de ferrailage bien calculées et des recommandations des règles vigueur bien vérifiées. Enfin ; la bonne réalisation sur chantier reste le point clé de toute l'ouvrage réussis.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre les connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, comprendre plusieurs facettes du métier d'un ingénieur et d'utiliser le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS version 2014 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

- [1] Règle parasismique Algérienne **RPA99 version, 2003**
- [2] Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. **BAEL 91 modifié 99.**
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93.**
- [4] Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2.**
- [5] LECHEHEB MOSTEFA .2019.Cours master génie civil .Résistance des matériaux .Centre universitaire Abelhafide bousouf mila .
- [6] GUETTICHE A.2020 Cours master génie civil .Dynamique des structure 2.CENTRE UNIVERSITAIRE Ablhafide Bousoufe Mila.
- [7] **MERABTANE, MAHFOUD et AHMADE ,BKIRA, . CONCEPTION ET Etude d'un bâtiment R+12+S- SOL PAR UNE ANALYSE DYNAMIQUE ET STATIQUE NON LINEAIRE .** Université : MiLa., 2019-2020.
- [8] **BOUCHEFA, AYMAN et MERACHE, AZIZ, Mbarek. Etude D'un Bâtiment R+6 à Usage D'habitation Avec.** MILA: s.n., 2022-2023.
- [9] **SOUFAN Abdelkrim et LAIB Rahma;ET Etude D'un Bâtiment R+6 à Usage Multiple on zone sismique lla Avec.** MILA: s.n., 2022-2023.
- [10] **BOUTEFNOUCHE Imane et ZALIF Sarra Etude D'un Bâtiment à Usage D'habitation Avec etage multiple. ,** Université MILa. 2022-2023.

Annexes

Annexes

Annexe 1 : Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2: Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

