

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2022

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil.

Spécialité : Structure.

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION
R+7 à CONTREVENTEMENT MIXTE**

Nom et Prénom de l'étudiant :

Bougareche Assia

Encadreur :

Chabi Samia

Promotion: Juin 2022

Remerciements

Que soient ici vivement remerciés,

Tous les enseignants, pour le savoir qu'ils ont pu m'apporter durant mon passage à l'université, et je suis vraiment reconnaissante pour tous leurs conseils, je dois d'ailleurs remercier exclusivement ma directrice de recherche qui, durant tout le travail n'a pas hésité une seconde pour nous apporter de l'aide.

Je remercie aussi toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire, ma famille, mes amis.

Je tiens à remercier ma mère qui a été un soutien sans faille dans l'élaboration de ce travail.

Dedication

I dedicate this work to

My beloved mother, who have fought for my education her entire life, who have loved, protected and worked so hard for making me the person I'm today.

To My Father.

To my beautiful sisters, my shield, my get away, for their unconditional love and support.

To my other half , my always home, my everything, **Dadi** .

Lucky to have you all in my life.

Résumé :

Ce mémoire de master présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitations constitué d'un RDC et 7 étages, il sera implanté dans la wilaya de Bejaia, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

En utilisant les règlements de calcul des structures en béton armé (RPA 99 V.2003 et B.A.E.L91 modifié 99), cette étude commence par la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges verticales, et le calcul des porteurs secondaires (poutrelles de planchers, balcons, escaliers, acrotère).

Ensuite, on a effectué simultanément une étude dynamique de la structure et une étude statique avec le logiciel « Robot Structural Analysis », afin de déterminer les propriétés dynamiques de la structure, les forces sismiques, les différentes sollicitations dues aux actions diverse (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques), et les déplacements. Enfin, nous avons terminé notre travail avec une conception et dimensionnement du système des fondations de type radier général nervuré. Une conclusion générale et une liste des principales références bibliographiques ont été données à la fin.

الملخص:

يقدم مشروع ماستر دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي+ سبعة طوابق سكنية الذي سيقع في ولاية بجاية المصنفة ضمن المناطق متوسطة القوى الزلزالية تبعا لنظام الجزائري (RPA version 2003)

استخدام قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة تبعا للنظام الجزائري (RPA99version 2003 وBAEL 91)

تبدأ هذه الدراسة بوصف العام للمشروع بعرض تقديمي لخصائص المواد ثم الإبعاد المسبقة للهيكل ونزول الأحمال وحساب العناصر الأساسية من أعمدة، روافد، جدران والثانية من روافد، شرفات، سلالم , والأرضيات.

ثم تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج الروبوت، من اجل تحديد الخصائص الديناميكية للهيكل ز الضغوط المختلفة بسبب الإجراءات المختلفة (لأحمال الدائمة والتشغيل والحمل الزلزالي) وسنهي هذا العمل بدراسة البنية التحتية وفي النهاية تم التوصل الى استنتاج عام وقائمة المراجع البيبليوغرافية الرئيسية.

Sommaire

Introduction Générale

CHAPITR I : Présentation du projet

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.3.Description architecturale :	1
I.4.Données du site :	4
I.5. Description structurale :	4
I.6 : Règlements et normes utilisés :	4
I.7.Les états limites :	5
I.8 les actions :	6
I.9 : Les matériaux :	7

CHAPITR II : Prédimensionnement des éléments et Evaluation des charges et surcharges

II.1. Prédimensionnement des éléments.....	13
II .1.1.Introduction :	13
II.1 .2. Pré dimensionnement des planchers :	13
II.1 .3. Pré dimensionnement des poutrelles :	15
II .1.4.LES POUTRES :	16
II.1.5.LES VOILES :	17
II .1.6.PREDIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE	18
II.1.7.Les escaliers :	19
II.1.8.Les poteaux :	21
II.2. Evaluation des charges et surcharges	22
II.2.1.Introduction :	22
II.2.2.Plancher terrasse inaccessible :	22
II.2.3.plancher étage courant et RDC.....	23
II.2.4. Les Murs intérieur :	24

II.2.5.Les Murs extérieur :	24
II.2.6.Acrotère :	25
II.2.7.Les escaliers :	26
II.2.8. Descente de charge:	27
II.2.9.Vérification.....	31

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1.L'ACROTÈRE	34
III.1.1.INTRODUCTION :	34
III.1.2. MODE DE TRAVAIL :	34
III.1.3.LES Charge:.....	34
III.1.4.Surcharge :	35
III.1.5.SOLLICITATION:	36
III.1.6.COMBINAISON D'ACTION :	36
III.1.7.CALCUL DE FERRAILLAGE :	37
III.1.7.2.Vérification :	38
III.1.8.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :	43
III.2.Etude des poutrelles	44
III.2.1.Différent style des poutrelles.....	44
III.2.2.Méthode de calcul :	45
III.2.3.Calcul des moments et les efforts tranchant des poutrelles :	47
III.2.4. Ferrailage des poutrelles	54
III.2.5.Ferrailage de la dalle de compression :	68
III.3. L'escalier.....	69
III.3.1. introduction.....	69
III.3.2. Les charges appliquées :	70
III.3.3. Combinaisons d'action :	70
III.3.4.Calcul de ferrailage :	71
III.3.5. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2).....	72
III.3.6. Vérification de l'effort tranchant :	73
III.3.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1).....	73

III.3.8. Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5, 2).....	74
III.3.9. Calcul des moments fléchissant a E.L.S :	75
III.3.10.Ferraillage d’escalier :	78
III.4. Poutre palière :	79
III.4.1. Pré-dimensionnement :	79
III.4.2. Evaluations des charges :	79
III.4.3. Combinaison d’action :	80
III.4.4. Calcul de ferraillage :(armatures longitudinales) :.....	81
III.4.5. Vérification à ELS :	82
III.4.6. Vérification de l’effort tranchant : BAEL 91 (art A.5.1).....	83
III.4.7. Calcul de la poutre palière a la torsion :	84
III.4.7.ferraillage de la poutre palière :	86

CHAPITR IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction.....	88
IV.2.Objectif de l’étude dynamique:	88
IV.3.Méthode de calcul :.....	88
IV.3.1. Méthode statique équivalente :	89
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:	95
IV.3.3Méthode d’analyse dynamique par Accélérogramme :	95
IV.4.Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):....	95
.....	95
IV.4.1. Présentation du logiciel de calcul :	95
IV.4.2.Spectre de réponse de calcul.....	96
IV.4.3.Nombre de modes à considérer :	97
IV.4.4. Analyse de la structure :	98
IV.5 . Vérification du système de contreventement :.....	101
IV.6. résultats des forces sismiques.....	102

IV.7. L'effort sismique a la base V_T :	103
IV.8.Vérification des déplacements :	106
IV.9.Vérification vis-à-vis De L'effet P- Δ :RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).	108
IV.10. vérification du moment de renversement :	110
IV.11.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:	112
IV.12. Conclusion :	115
IV.13. Effets de la variation de température	115

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments porteurs

V .1.Introduction :	118
V.2.Les combinaisons d'actions :	118
V.3. Ferrailage des poteaux	120
V.3.1.Combinaisons des charges :	120
V.3.2. Recommandations des RPA99/Version 2003 :	120
V.3.3. calcul le ferrailage :	122
V.3.4.Ferrailage longitudinal	123
V.3.5.Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :	128
V.3.6.Leur pourcentage maximal :	128
V.3.7.Vérification de la condition de non fragilité :BAEL91 art A.4.2	128
V.3.8.Vérification à L'ELS :	128
V.3.9. Armatures transversales :	130
V.3.10. L'espacement :	131
V.3.11.Détermination d'Armature transversal A_t :	131
V.4.Ferrailage des poutres :	133
V.4.1.Détermination de l'armatures transversales :	134
V.4.2.Recommandation : RPA 99/version2003:	136
Poutre secondaire :	142
Vérifications nécessaires pour les poutres :	142
Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)	144
Vérification de l'effort tranchant :	145

V.5. Ferrailage des voiles	147
VI.5.2.Types d'armatures :	147
VI.5.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :	148
VI.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :	149
VI.5.5.Calcul de la section d'armature:	149
VI.5.5.1. Ferrailage vertical :	149
VI.5.6 : Calcul de la section des armatures :	151
VI.5.6 .1. Armatures verticales :	151
V.5.6.2. Vérification de flambement	152
V.5.6. 3Calcul de ferrailage :	153
V.5.6.4. L'armature verticale minimal.....	153
VI.5.6.5 .Le pourcentage minimum d'armatures verticales :	154
VI.5.6.6. Vérification des voiles à l'Effort tranchant :	155
VI.5.6.7. Armatures horizontales :	155
VI.5.6.8. Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3.....	155
VI.5.6.9. Ferrailage de voile :	156

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.Introduction :	156
VI.2 : Choix de type de fondation :.....	156
VI.3 : Combinaison d'action :.....	156
VI.4 : Calcul des fondations :	157
VI.4.1 : Présentation de rapport de sol :.....	157
VI.4.2 : Calcul la section des semelles :	157
VI.4.3 : Vérification du chevauchement :.....	157
VI.5 : Radier général :.....	158
VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier :.....	159
VI.5.2 Calcul de surface minimale du radier:	161
VI.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier:	163
VI.5.5 : Vérification de la stabilité :	164
VI.5.6 : Ferrailage du radier :	166
VI.5.7 : Etude du débord du radier :	171
VI.6.1 : Calcul les moments avec le logiciel ROBOT	174
VI.6.2 : Calcul du ferrailage :	175
VI.6.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1).....	177
VI.6.4 : État limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)	178
VI.7 : Présentation du ferrailage :	178
VI.8.LONGRINE.....	180
VI.9.La dalle flottante	182

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation du projet

Figure .1; plan avec voiles	2
Figure .2; plan Coupe B-B.	3
Figure.3: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	8
Figure.4 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU	9
Figure.5 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.	11

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et Evaluation des charges et surcharges

Figure .1 : coupe transversal sur un plancher à corps creux	13
Figure .2. : Schéma d'une poutrelle	16
Figure .3. : Coupe transversale d'une poutre	16
Figure .4. : coupe verticale d'un voile	18
Figure .5 : Dimension de l'acrotère	18
Figure .6: Schéma de l'escalier	19
Figure .8. : Hauteur libre d'étage.	21
Figure .9.: coupe de plancher étage inaccessible	22
Figure .10. : coup de plancher étage courant et RDC.	23
Figure .11 : Mur extérieur	24

CHAPITR III : Etude des éléments secondaires

Figure .1 : Schéma statique de l'acrotère.....	34
Figure .2 : Schéma ferrailage de l'acrotère.....	43
Figure .3 : Schéma du 1 ^{er} type de poutrelles.....	44
Figure .4 : Schéma du 2 ^{ème} type de poutrelles.....	44
Figure .5 : Schéma du 3 ^{ème} type de poutrelles	44
Figure .6 : Schéma du 4 ^{ème} type de poutrelles	44
Figure .7 : Schéma du 5 ^{ème} type de poutrelles	45
Figure .8 : Schéma statique d'une poutrelle	46
Figure .9. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	68
Figure.10. :shemas statique d'escalier.	69
Figure.11. Schéma de ferrailage des escaliers.	78
Figure .12.Schéma de ferrailage de la poutre palière En travée	86
Figure 13.Schéma de ferrailage de la poutre palière En appuis.....	87

CHAPITR IV : Etude dynamique

Figure.1. Simulation de la force sismique.	96
Figure-2-première position des viols	98
Figure-3- Deuxième position des viols	99
Figure..4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan(2 ^{er} variante).....	100
Figure.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan(2 ^{er} variante).....	101
Figure..6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan(2 ^{er} variante).	101
Figure . 7 : Schéma de la fraction α	116

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments porteurs

Figure.1 : schéma de poteaux.....	130
Figure .2. Schéma de ferrailage des poteaux	133
Figure3. Ferrailage des poutres principales	141
Figure 4.Ferrailage des poutres secondaire.....	146
Figure 5.: Organigramme de flexion composée.....	150
Figure 6. : Les contraintes dans le voile	153
Figure7.ferrailage des voiles.....	156

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Figure.1 : Schéma du Radier.....	158
Figure .2 :Schéma statique du débord du radier	172
Figure.3 : Diagramme des moments fléchissant ELU.	174
Figure.4. Diagramme des moments fléchissant 'ELS.....	175
Figure.5 : Diagramme des efforts tranchant	175
Figure.6 : Ferrailage de la dalle du radier	178
Figure .7 : Ferrailage de la nervure en travées et en appuis.....	179
Figure.8 :Ferrailage de longrine.....	181
Figure.09 Schéma de la dalle flottante.....	183

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation du projet

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.....	10
Tableau I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser	12

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et Evaluation des charges et surcharges

Tableau .1:Evaluation des Charge permanente dans plancher terrasse inaccessible.	22
Tableau .2 : Evaluation des Charge permanente dans plancher d'étage courant.....	23
Tableau .3:Evaluation des Charge permanente dans les murs intérieurs.....	24
Tableau .4:Evaluation des Charge permanente dans les murs extérieurs.....	25
Tableau.5: Evaluation des charges sur la volée.....	26
Tableau . 6 : Evaluation des charges sur le palier.....	26
Tableau .7. Descente de charge du poteau 6-c.....	30
Tableau .8. Vérification du critère de résistance.....	31
Tableau .9 :Vérification au flambement des poteaux	33
Tableau .10 :vérification de l'effort normal réduit	33

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau .1 :Charges et surcharges d'exploitation	48
Tableau .2.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancherterrasse inaccessible	49
Tableau .3.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	50
Tableau .4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage.....	52
Tableau .5 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage	53
Tableau .6 : Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	54
Tableau .7 : résultat de ferrailage.....	57

Tableau .8 :vérification à l'ELU	58
Tableau .9 : Calcul de la flèche.....	66
Tableau .10.Schéma de ferrailage des poutrelles.....	67
Tableau .12 : Condition de non fragilité	72
Tableau .13 : résultat de ferrailage.....	72

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau .1.: coefficient d'accélération de zone A.....	89
Tableau .2.: tableau valeurs de P_q	90
Tableau .3.: Le site et valeur de(T_1, T_2).....	91
Tableau .4.: tableau valeurs de $\xi(\%)$	92
Tableau .5.: Le poids de la structure.	94
Tableau .6 : Les résultats des forces sismiques statique.	95
Tableau.7.: Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).	99
Tableau .8.: Périodes et factures de participation massique modale(Troisième variante).	100
Tableau .9 : Vérification du système de contreventement.....	102
Tableau .10 : Les résultats des forces sismiques.....	102
Tableau .11 : Les résultats des forces sismiques corrigés.....	103
Tableau .12 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques	105
Tableau .13 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques	106
Tableau .14 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX).	107
Tableau .15 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY).	107
Tableau .16 : Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.....	108
Tableau .17 : Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.....	110
Tableau .18 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (XX).	111
Tableau .19 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (YY).	112
Tableau .20 : L'excentricité Accidentelle des Etages.	114

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments porteurs

Tableau.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.	120
Tableau.2. : combinaisons des charges.	123
Tableau .3.: récapitulatif du résultat	128
Tableau.4. Résultat ferrailage de poteaux.....	132
Tableau.5. : Tableau Récapitulatif	138
Tableau.6. Tableau Récapitulatif poutre secondaire.....	143
Tableau 7 : les résultats des efforts.	151
Tableau .8. : Armatures des voiles.....	154

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau .1 : Centre de masse	164
Tableau .2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier	165
Tableau .3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.	166
Tableau .4 : Résultats des méthodes de calcul.....	167
Tableau .6. tableau les moments	168
Tableau .7 :Ferrailage de radier à l'ELU.	169
Tableau .8. Ferrailage de radier à l'ELS.....	170
Tableau.9 : Ferrailage du débord du radier.....	172
Tableau .10 : Ferrailage de la nervure	176

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, 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 une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents Tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies (depuis l'an 1980), ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir car ces dernières doivent être dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes sollicitations notamment l'effet sismique.

Le sujet de notre projet est un bâtiment qui se compose d'un rez-de-chaussée et sept étages identiques, tous à usage d'habitations collectives.

Ce bâtiment est situé dans la commune de Bejaia, classée en zone sismique I. Notre étude a pour objectifs de concevoir et dimensionner la structure porteuse principale composée d'éléments en béton armé ; ce sont des poteaux, des poutres et des voiles rigides de contreventement. En outre, nous voulons concevoir et dimensionner les éléments porteurs secondaires des planchers, escaliers et acrotère. Enfin, nous visons la conception et le dimensionnement du système de fondations.

Nous devons respecter les exigences fondamentales prescrites dans la réglementation technique en vigueur en Algérie pour la conception des structures en béton armé ; il s'agit d'appliquer les règles CBA 93 (équivalentes aux règles françaises BAEL 91) et les règles parasismiques RPA 2003. Ces exigences de conception et dimensionnement portent sur l'assurance des critères de sécurité (ou Etats Limites Ultimes - ELU), d'aptitude au service et durabilité (ou Etats Limites de Service - ELS).

Chapitre I

Présentation de projet

I. Présentation du projet

I.1.Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment en (R+7) à usage d'habitation. (RDC + 7 étage identique avec terrasse inaccessible), Cet ouvrage est implanté dans la ville de **Bejaia** qui est classée comme zone de moyenne sismique (**Zone IIa**)est classé dans le **groupe d'usage 2** selon la classification du **RPA 99 version 2003 (Article 3.2)**.

I.3.Description architecturale :

- . Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère 25.08 m.
- . Hauteur de l'acrotère : 0.70 m.
- . Hauteur du R.D.C : 3.06 m
- . Hauteur d'étage : 3.06 m.
- . La longueur du bâtiment : 30.80 m.
- . La largeur du bâtiment : 15.60 m.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles)

Plan étage courant

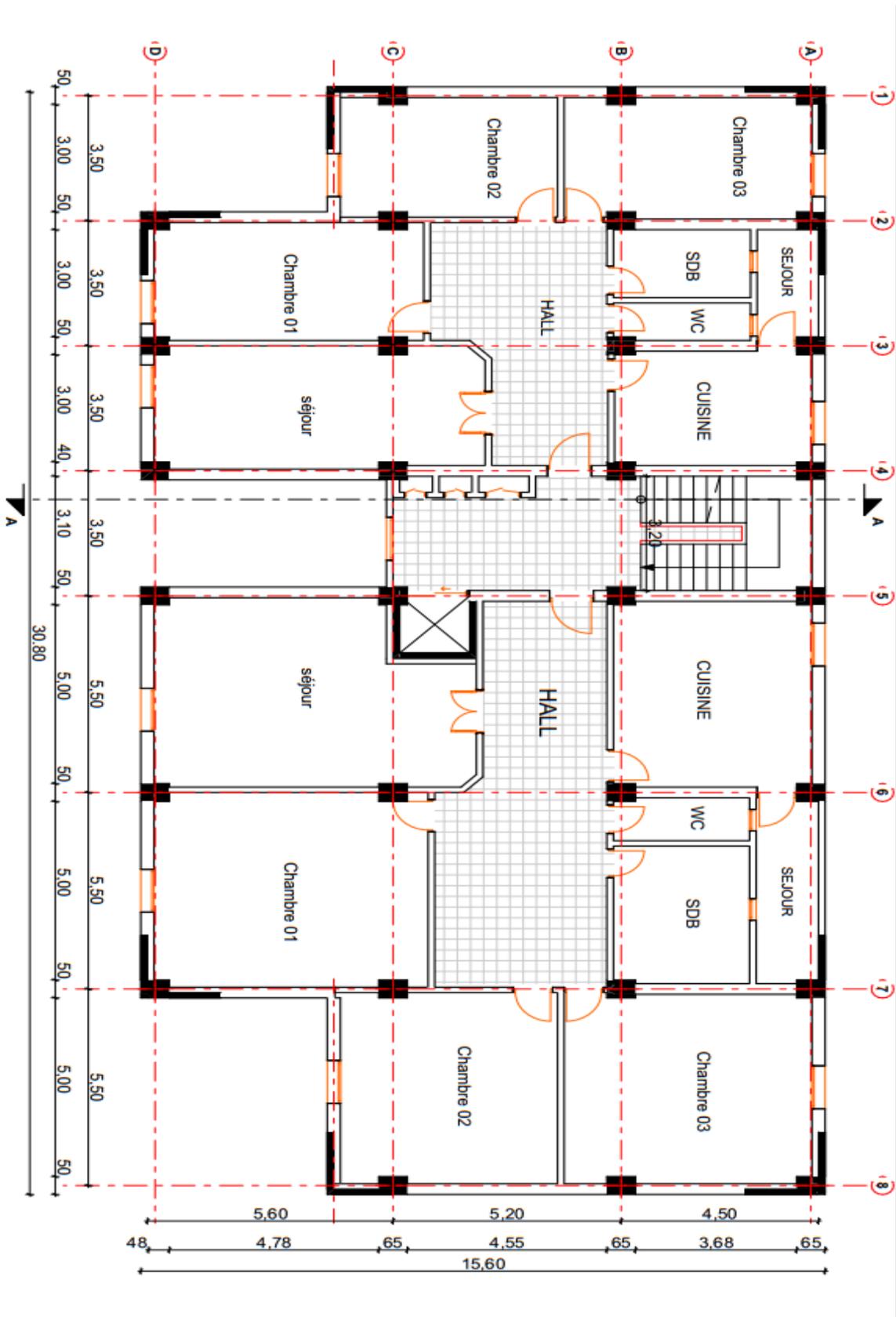


Figure .1; plan avec voiles .

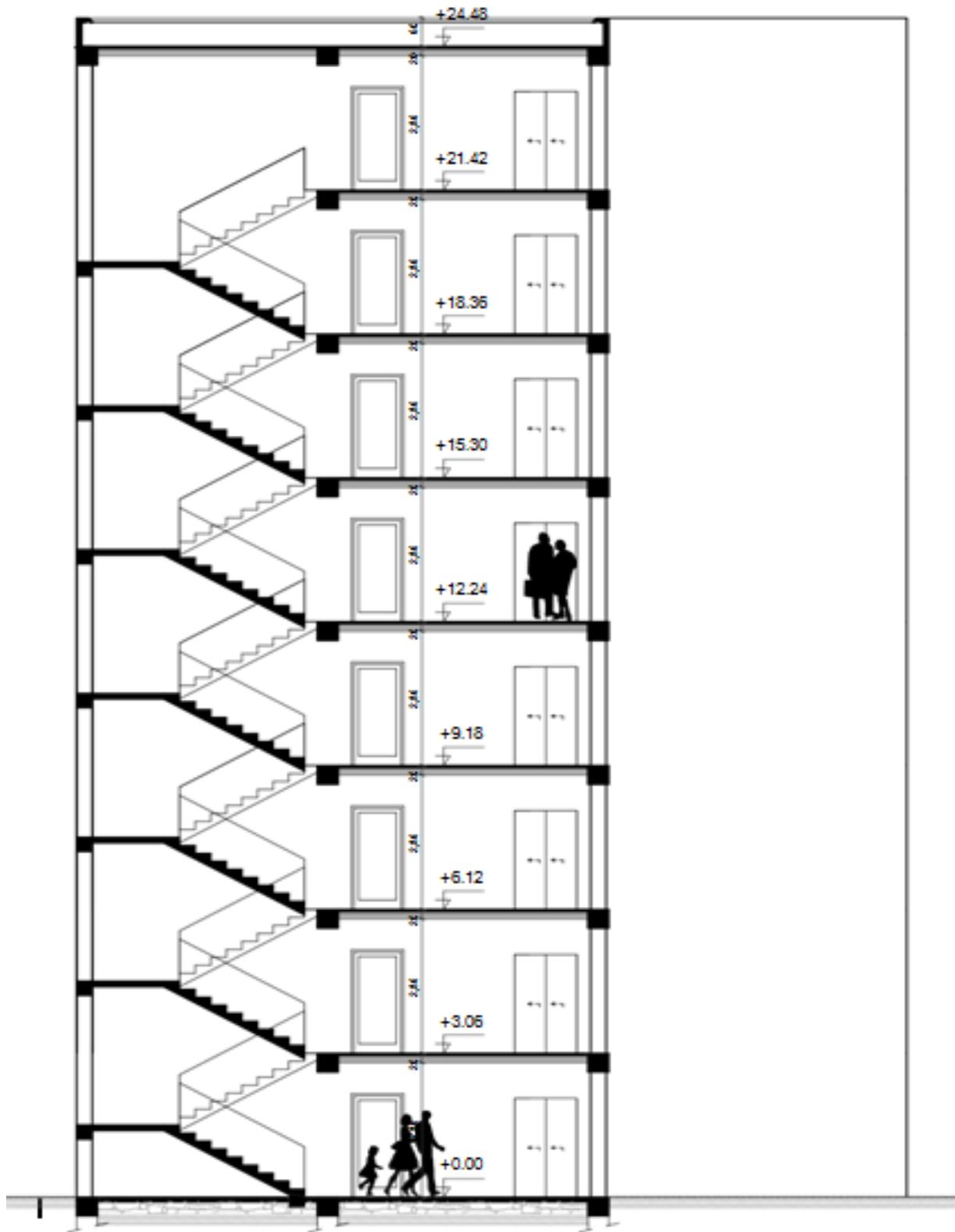


Figure .2; plan Coupe B-B.

I.4. Données du site :

- Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme un sol ferme
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1.9$ bars

I.5. Description structurale :

- ❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'usager à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- ❖ **Les façades et les cloisons :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm
- ❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.
- ❖ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitation des tassements différentiels
 - L'encastrement de la structure dans le sol

I.6 : Règlements et normes utilisés :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.

I.7.Les états limites :

I.7.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.7.2 .les hypothèses de calcul :

I.7.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5% ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2% dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contraint déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.7.2.2 E.L.S :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.8 les actions :

I.8.1 : Les différents types d’actions :

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d’une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d’exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l’ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes.
 - Les explosions
 - Les feux.

I.8.2 : Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

a) Combinaison d’actions à l’ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max}+G_{min}+F_A+ \Psi_{1i} Q_1+\sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

$\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \end{cases}$$

I.9 : Les matériaux :

I.9.1 : Béton : est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CEM 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

I.9.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

a) résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm2 dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est définit du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = 1.10 f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

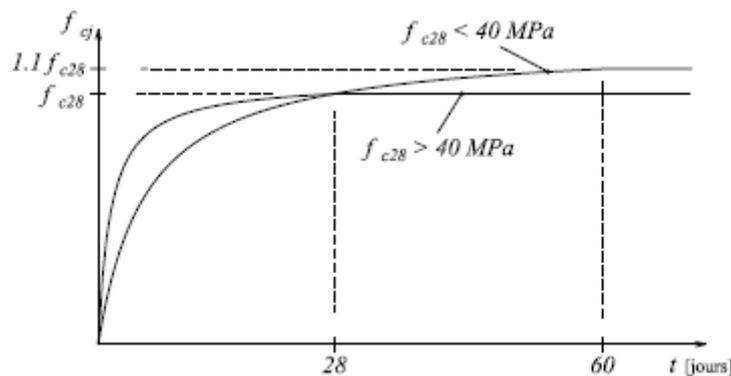


Figure.3: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CEM325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{ij} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{i28} = 2,1$ Mpa.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

BAEL91 (article A.5.1.2)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij}=11000*(f_{cj})^{1/3} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2.1)}$$

e) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc}):

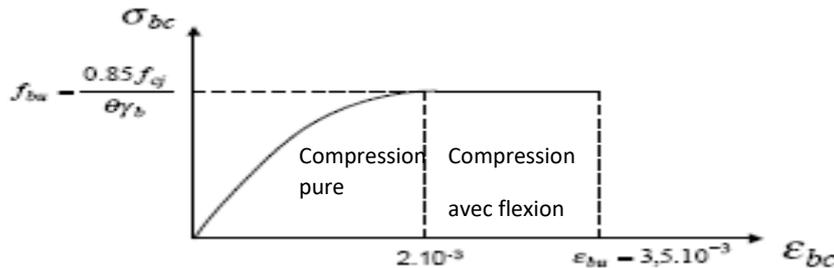


Figure.4 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

$-f_{bu}$: est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25*f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4*10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85*f_{c28}/\theta*\gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

$-\gamma_b$ est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5(\text{cas courants}) \\ 1.15(\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.9.2 : L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.9.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS :**

BAEL91 (article A.4.5.3)

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

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

I.9.2.2 : Principales armatures utilisées :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau .1 : f_e en fonction du type d'acier.

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

I.9.2.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ($\sigma = E_\epsilon$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

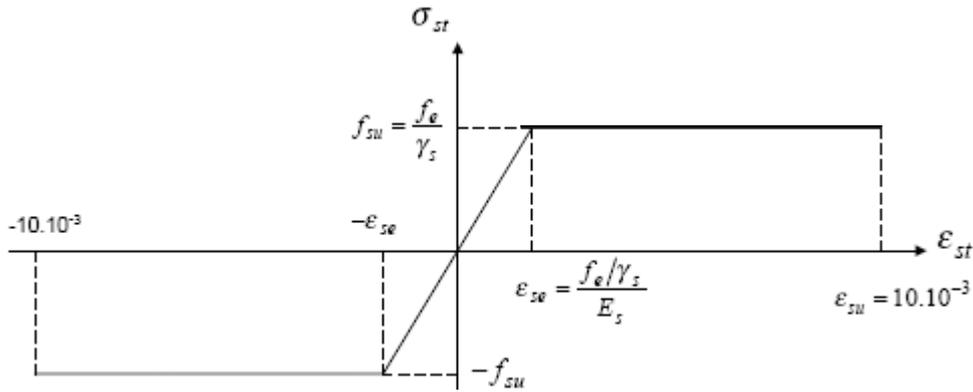


Figure.5 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

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

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.9.3 : Matériaux a utiliser :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	400
		348
	Contrainte à l'ELS : *FPP	/
	*FP	240
	*FTP	176

Tableau .2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Chapitre II
Pré dimensionnement
Des éléments

II.1. Prédimensionnement des éléments

II .1.1.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.

II.1 .2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements de sol, chauffage par le sol, dalle flottante...)
- Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de l'hourdis et de dalle de compression.

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

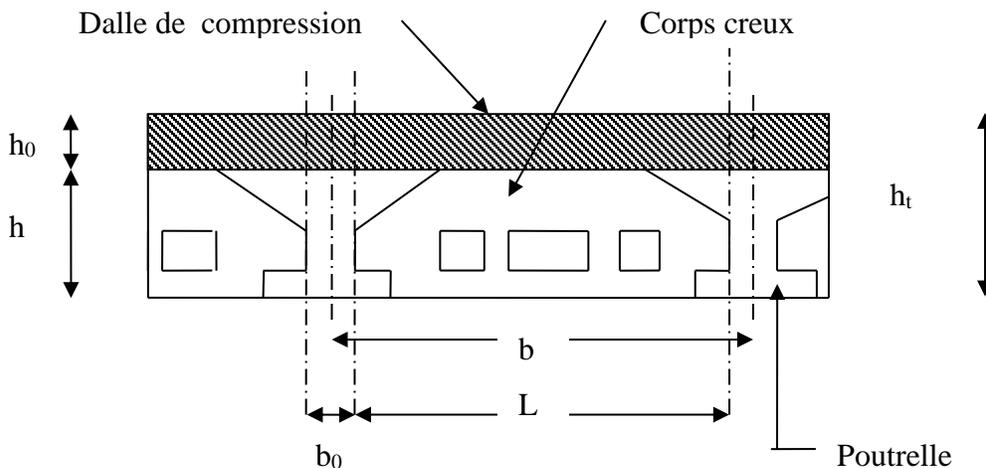


Figure .1 : coupe transversal sur un plancher à corps creux

Avec :

$h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

b_0 : largeur de la nervure.

b : distance entre axe des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le :

II.1. 2.1.critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (CBA 93 art : 6.8.4.2.4)}$$

Avec : L : distance maximal entre deux appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles). $L_{\max} = 5.20 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{510}{22.5} = 23.11 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux :

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

-Hauteur du corps creux : $h = 20 \text{ cm}$.

-Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

II .1.2.2.Résistance à la flexion :

$$\triangleright \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\triangleright e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\triangleright \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur 4 cotés à une portée égale à : $L_x = 3 \text{ m}$

$$\text{Ceci engendre donc } 500/50 \leq e \leq 500/40 \quad \Rightarrow \quad 10 \text{ cm} \leq e \leq 12.5 \text{ cm}$$

On prend $e = 12 \text{ cm}$

II .1.2.3.Résistance au feu:

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures

On admet que : $e = 12$ cm

II.1. 2.4. Isolation phonique:

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

On limite donc notre épaisseur à: $e = 16$ cm

Conclusion :

$e = \max \{24;12;16\}$ (cm)

$e = (20+4)$ cm → $e = 24$ cm

II.1 .3. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher =20+4cm.

L_x : distance maximale entre deux appuis de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre deux appuis de deux poutres principales.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$

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

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$L_x = 65 - 10 = 55$ cm : distance entre deux nervures Successives.

L_y : la distance maximale entre deux appuis des poutres secondaires

$$L_y = 510$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 510/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 51)$$

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

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

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

II .1.4.LES POUTRES :

II.1 .4.1.LES POUTRES PRINCIPALES :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

$$\text{suivante } \frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : -h : hauteur de la poutre

- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis

($L_{\max} = 5.3$ m).

d'où :

$$\frac{510}{16} \leq h \leq \frac{510}{10} \quad \Rightarrow \quad 31.88 \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$b = (0.2 ; 0.5) h = (10 ; 25)$ on prend $b = 30$

$$\text{Donc soit : } \begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

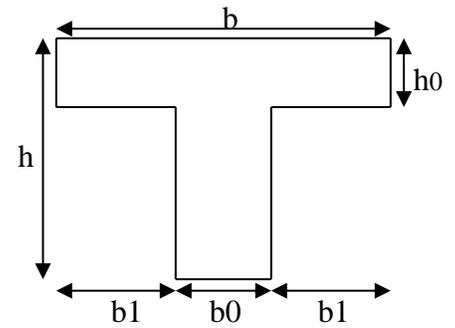


Figure .2. : Schéma d'une poutrelle

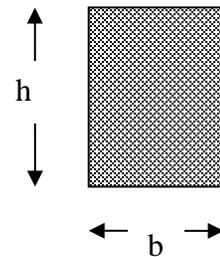


Figure .3. : Coupe transversale d'une poutre

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \quad b \geq 20cm \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \quad h \geq 30cm \quad \quad \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.25 < 4 \quad \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II .1.4.2.LES POUTRES SECONDAIRES

$$L = 5m$$

$$\frac{500}{16} \leq h \leq \frac{500}{10} \quad \Rightarrow \quad 31.25 \leq h \leq 50cm$$

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40cm \\ b = 30cm \end{array} \right.$$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \quad b \geq 20cm \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \quad h \geq 30cm \quad \quad \quad \text{Condition vérifiée} \\ - \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.25 < 4 \quad \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.1.5.LES VOILES :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu 'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples.

- h_e : hauteur libre d'étage

$$h_e = 306 - 50 = 256cm .$$

$$a \geq \frac{256}{20} = 12.8cm$$

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm

Donc : $a = 16\text{ cm}$

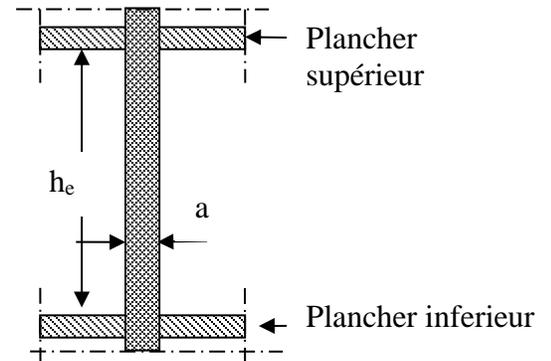


Figure .4. :coupe verticale d'un voile

II .1.6.PREDIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse

Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 \times 0.07) + 0.1 \times 0.03/2$$

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

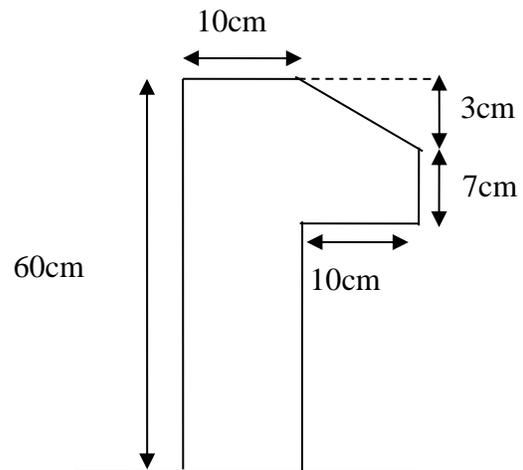


Figure .5 : Dimension de l'acrotère

II.1.7. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

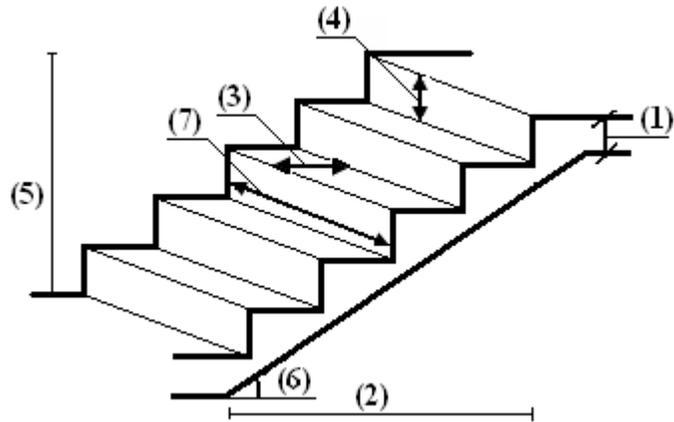


Figure .6:Schéma de l'escalier

H : Hauteur d'étage

Calcul des dimensionnement (g , h)

Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) en utilise généralement la Formule de **BLONDEL** :

$$2h + g = m \text{ (h et g en cm)}$$

m : varie entre 59 et 66 cm

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ On prend:

$$h = 17 \text{ cm ; } g = 30 \text{ cm}$$

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (condition vérifiée)}$$

• Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées $n = 18$

Pour une volée $n = 9$

• Longueur de la volée:

$$L = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Inclinaison de la pailasse:

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

$$L = 2.40 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2.85 \text{ m}$$

Épaisseur de la pailasse :

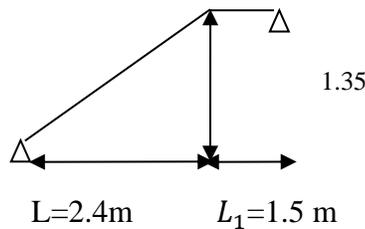
Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

• Longueur du palier de repos: $L_1 = 3.9 - 2.4 = 150 \text{ cm}$

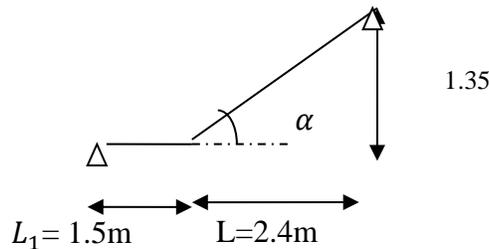
On a $L' = l_{\text{pal}} + l_{\text{vol}} \rightarrow L' = 390 \text{ cm}$

$$\text{L'épaisseur de la pailasse est : } \frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20} \rightarrow 13 \leq e \leq 19.5$$

$$\rightarrow e = 15$$



Volée 01.



Volée 02.

Fig. .7. Schéma statique d'escalier.

II.1.8. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RBA [Artic17.4.1] doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

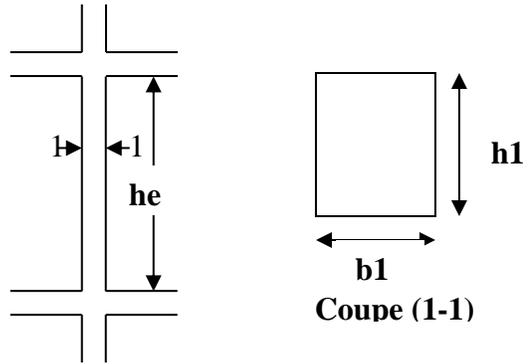


Figure .8. :Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage

$$h_e(x) = 306 - 50 = 256cm$$

$$h_e(y) = 306 - 65 = 241cm$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(b_1, h_1) \geq 25cm & \min(50,65) = 50 > 25cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(b_1, h_1) \geq h_e/20 & \min(50,65) = 50 > 256/20 = 12.8 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 & 1/4 < 0.769 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On prend une section de (50x65) cm²

II.2. Evaluation des charges et surcharges

II.2.1.Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément Porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

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

II.2.2.Plancher terrasse inaccessible :

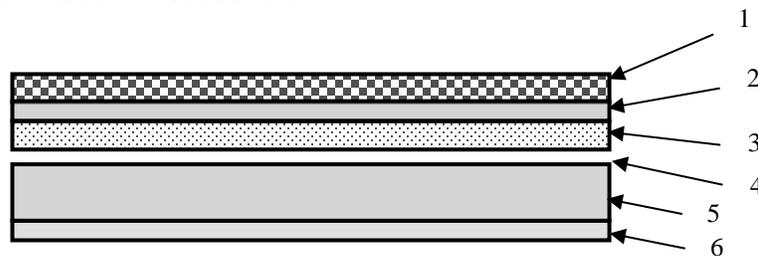


Figure .9.: coupe de plancher étage inaccessible

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillon de protection par cm d'épaisseur 0.2 kn/m²	0.04	0.80
2	Etanchéité multicouche épaisseur 2 cm	0.02	0.12
3	Isolation thermique (liège) 4 kn/m³	0.04	0.16
4	Béton Forme de pente 22 kn/m³	0.10	2 .20
5	Planche à corps creux (20+4)	0.24	3.30
6	Enduit de plâtre 0.10kn/m²	0.02	0.2
			Σ = 6.78

Tableau .1:Evaluation des Charge permanente dans plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale : $G = 6.78 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation à $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.

II.2.3.plancher étage courant et RDC

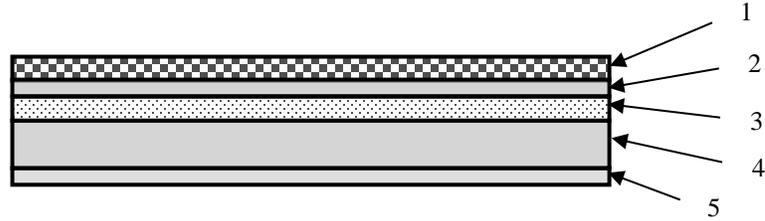


Figure .10. :coup de plancher étage courant et RDC.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids"G"(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40
2	Mortier de pose 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
3	Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
4	Planche a corps creux (20+4)	0.24	3.30
5	Enduit de plâtre 0.10kn/m ²	0.02	0.2
6	Cloisons de séparation	0.10	0.9
7	2 couche enduit de plâtre 0.10kn/m ²	0.015	0.3
			$\Sigma = 5.8$

Tableau .2 : Evaluation des Charge permanente dans plancher d'étage courant

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.8 \text{ KN/m}^2$.
- La charge exploitation Plancher à usage habitations $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{DTR B.C.2.2}$

II.2.4. Les Murs intérieur :

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur par cm 0.10 kn/m²	0.02	0.20
3	Brique creuse de 10cm	0.10	0.90
4	Enduit plâtre intérieur par cm 0.10 kn/m²	0.02	0.2
			Σ = 1.3

Tableau .3:Evaluation des Charge permanente dans les murs intérieurs.

➤ La charge totale : $G = 1.3 \text{ KN/m}^2$.

II.2.5.Les Murs extérieur :

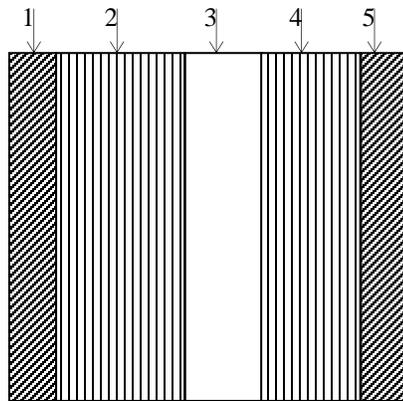


Figure .11 : Mur extérieur

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur par cm 0.18 kn/m²	0.015	0.27
2	Brique creuse de 15 cm	0.15	1.3
3	Lame d'air	5	/
4	Brique creuse de 10cm	10	0.90
5	Enduit plâtre intérieur par cm 0.10 kn/m²	1.5	0.15
			∑ = 2.62

Tableau .4:Evaluation des Charge permanente dans les murs extérieurs.

➤ La charge totale : $G = 2.62 \text{ KN/m}^2$.

II.2.6.Acrotère :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ da N/ml}$

$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 1.8325 \text{ K N/ml}$

II.2.7.Les escaliers :

II.2.7.1.Evaluation des charges et sur charges du paillasse :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal par cm 0.20 kn/m ²	0.02	0.40
Mortier de pose par cm 0.18 kn/m ²	0.020	0.36
Dalle pleine 25 kn/m ³	0.15/cos 32.5	4.45
Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.015/cos 32.5	0.18
Marche 22 kn/m ³	0.17/2	1.87
		7.32

Tableau.5: Evaluation des charges sur la volée.

$Q = 2.5KN /m^2$

$G = 7.32KN/m^2$

II.2.7.2.Evaluation des charges sur le palier :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage par cm 0.2 kn/m ²	0.02	0.40
Mortier de pose par cm 0.18 kn/m ²	0.02	0.36
Lit de sable 17 kn/m ²	0.02	0.34
Dalle pleine 25 kn/m ³	0.15	3.75
Enduit de plâtre par cm 0.10 kn/m ²	0.015	0.15
		5

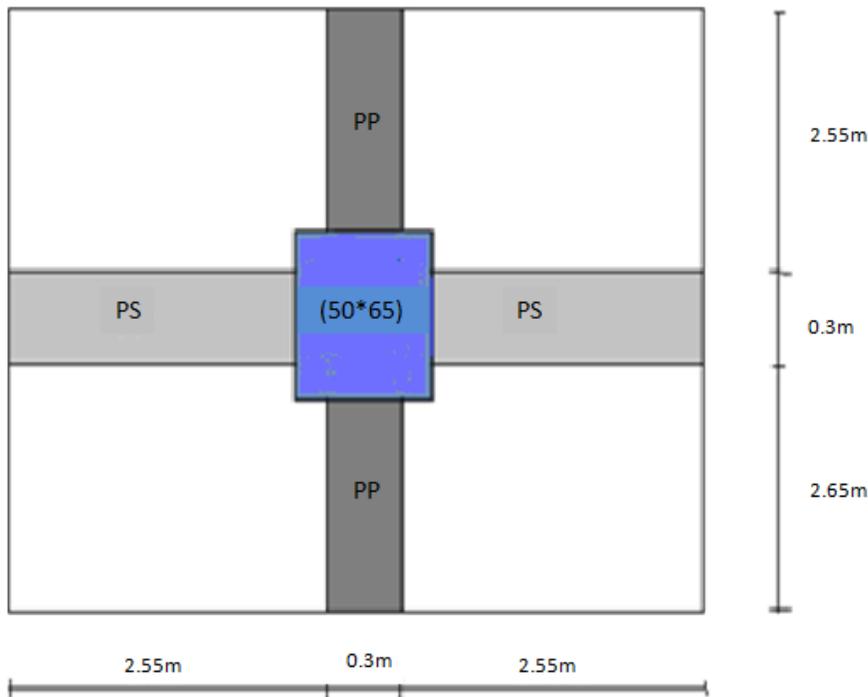
Tableau . 6 : Evaluation des charges sur le palier.

$G = 5 KN/m^2$

$Q =2.5 KN / m^2$

II.2.8. Descente de charge:

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

Poteau 6-C :

- Surface affère de $Q_t = 29.7m^2$.
- Surface affère de $Q_e = 29.38m^2$
- Surface affère de $G_t = 26.42m^2$.
- Surface affère de $G_e = 26.24m^2$.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau **6-C** sont représentés dans le tableau suivant :

<i>Niveau</i>	<i>Le nom de l'élément et son poids</i>	<i>NG(kg)</i>	<i>NQ(kg)</i>
<i>Poids revenant au poteau 7^{eme} étage.</i>	-Poids du plancher terrasse..... $26.42m^2 \times 678kg/m^2$.	17912.76	2970
	-Poids de la poutre principale : $0.6885m^3 \times 2500kg/m^3$.	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : $0.624m^3 \times 2500kg/m^3$.	1560	
	-Poids du poteau $0.995 m^3 \times 2500 kg/m^2$.	2487.5	
	-Charge d'exploitation..... $29.7m^2 \times 100kg/m^2$		
	la somme :7	23687.51	2970
<i>Poids revenant au poteau 6^{eme} étage</i>	-Poids du plancher étage :..... $26.24m^2 \times 580kg/m^2$.	15219.2	4407
	-Poids de la poutre principale : $0.6885m^3 \times 2500kg/m^3$.	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : $0.624m^3 \times 2500kg/m^3$.	1560	
	-Poids du poteau :..... $0.995 m^3 \times 2500 kg/m^3$.	2487.5	
	-Poids du mur int :..... $3698.42 N$	3698.42	
	-Charge d'exploitation1 :..... $29.38m^2 \times 150kg/m^2$.		
	la somme :7+6	47179.88	7377
<i>Poids revenant au poteau 5^{eme} étage</i>	-Poids du plancher étage :..... $26.24m^2 \times 580kg/m^2$.	15219.2	3966.3
	-Poids de la poutre principale : $0.6885m^3 \times 2500kg/m^3$.	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : $0.624m^3 \times 2500kg/m^3$.	1560	
	-Poids du poteau :..... $0.995 m^3 \times 2500 kg/m^3$.	2487.5	
	-Poids du mur int :..... $3698.42 N$	3698.42	
	-Charge d'exploitation1 :..... $29.38m^2 \times 135kg/m^2$.		
	la somme : 7+6+5	70672.25	11343.3

<i>Poids revenant au poteau 4^{eme} étage.</i>	-Poids du plancher étage :.....26.24m ² ×580kg/m ² .	15219.2	3525.6
	-Poids de la poutre principale :0.6885m ³ ×2500kg/m ³ .	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : 0.624m ³ ×2500kg/m ³ .	1560	
	-Poids du poteau :..... 0.995 m ³ ×2500 kg/m ³ .	2487.5	
	-Poids du mur int :.....3698.42 N	3698.42	
	-Charge d'exploitation1 :..... 29.38m ² ×120kg/m ² .		
	la somme : 7+6+5+4	94164.62	14868.9
<i>Poids revenant au poteau 3^{eme} étage.</i>	-Poids du plancher étage :.....26.24m ² ×580kg/m ² .	15219.2	3084.9
	-Poids de la poutre principale :0.6885m ³ ×2500kg/m ³ .	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : 0.624m ³ ×2500kg/m ³ .	1560	
	-Poids du poteau :.....0.995m ³ ×2500 kg/m ³ .	2487.5	
	-Poids du mur int :.....3698.42 N	3698.42	
	-Charge d'exploitation1 :..... 29.38m ² ×105kg/m ² .		
	la somme : 7+6+5+4+3	117656.99	17953.8
<i>Poids revenant au poteau 2^{eme} étage.</i>	-Poids du plancher étage :.....26.24m ² ×580kg/m ² .	15219.2	2644.2
	-Poids de la poutre principale :0.6885m ³ ×2500kg/m ³ .	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : 0.624m ³ ×2500kg/m ³ .	1560	
	-Poids du poteau :..... 0.995m ³ ×2500 kg/m ³ .	2487.5	
	-Poids du mur int :.....3698.42 N	3698.42	
	-Charge d'exploitation1 :..... 29.38m ² ×90kg/m ² .		
	la somme : 7+6+5+4+3+2	141149.36	20598
<i>Poids revenant au poteau 1^{eme} étage.</i>	-Poids du plancher étage :.....26.24m ² ×850kg/m ² .	15219.2	2203.5
	-Poids de la poutre principale :0.6885m ³ ×2500kg/m ³ .	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : 0.624m ³ ×2500kg/m ³ .	1560	
	-Poids du poteau :..... 0.995m ³ ×2500 kg/m ³ .	2487.5	
	-Poids du mur int :.....3698.42 N	3698.42	
	-Charge d'exploitation1 :..... 29.38m ² ×75kg/m ² .		

	la somme : 7+6+5+4+3+2+1	164641.73	22801.5
Poids revenant au poteau R.D.C	-Poids du plancher étage :.....26.24m ² ×580kg/m ² .	15219.2	2203.5
	-Poids de la poutre principale :0.6885m ³ ×2500kg/m ³ .	1727.25	
	-Poids de la poutre secondaire : 0.624m ³ ×2500kg/m ³ .	1560	
	-Poids du poteau :..... 0.995m ³ ×2500 kg/m ³ .	2487.5	
	-Poids du mur int :.....3698.42 N	3698.42	
	-Charge d'exploitation1 :..... 29.38m ² ×75kg/m ² .		
	la somme : 7+6+5+4+3+2+1+RDC	188134.1	25005

Tableau .7. Descente de charge du poteau 6-c.

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) et BAEL 91 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu De 10%.

Tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

$N_u = 1.1(1.35G + 1.5Q) = 320637.39 \text{ daN}$

$N_{ser} = G + Q = 213139.1 \text{ daN}$

II.2.9.Vérification

II.2.9.1Vérification du critère de résistance (Bael) :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

(B) la section du poteau

- vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$

Niveau	Nu (kN)	B (m ²)	Nu/B(MPa)	Critère $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}$ bc=14.2	$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$
Etage R,1,2,3 ,4,5,6,7	3206.37	0.325	9.86	Vérifié	Vérifié

Tableau .8. Vérification du critère de résistance

II.2.9.2. Vérification au flambement :

D’après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton . = 1.5

γ_s : coefficient de sécurité des aciers = 1.15

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

On calcule l'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 : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$f_e = 400 \text{ mpa}$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

Poteau (cm)	B (m ²)	B_r (m ²)	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i	λ	α
50×65	0.325	0.3024	3.06	2.142	1.14×10^{-2}	0.19	11.27	0.83

poteau (50,65) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = (0.2 \times b \times h) / 100 = (0.2 \times 500 \times 650) / 100 = 650 \text{ mm}^2 \\ A_{\min} = 8 \times (b+h) / 100 = 8 \times (500+650) / 100 = 92 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = (0.9 \times B) / 100 = (0.9 \times 500 \times 650) / 100 = 2925 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{max}} = (650, 92, 2925) = 2925 \text{ mm}^2$$

Poteau	N_u	B_r (m ²)	A_{max} mm ²	$\alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$	$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$
50×65	3206.37	0.3024	2925	8454.80	Vérifié

Tableau .9 : Vérification au flambement des poteaux

II.2.9.3. vérification de l'effort normal réduit :

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normale dans le poteau non majeure .

B_c : section brute du beton.

$$N_d = N_G + N_Q$$

POTEAU	N_d (kN)	B (m ²)	V	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$
50×65	2131.39	0.325	0.26	Vérifié

Tableau .10 : vérification de l'effort normal réduit

Chapitre III :
Etude des Éléments
secondaires

III.1.L'ACROTERE

III.1.1.INTRODUCTION :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse

III.1.2. MODE DE TRAVAIL :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal due à son poids propre G .
2. La force horizontale due à la main courante.

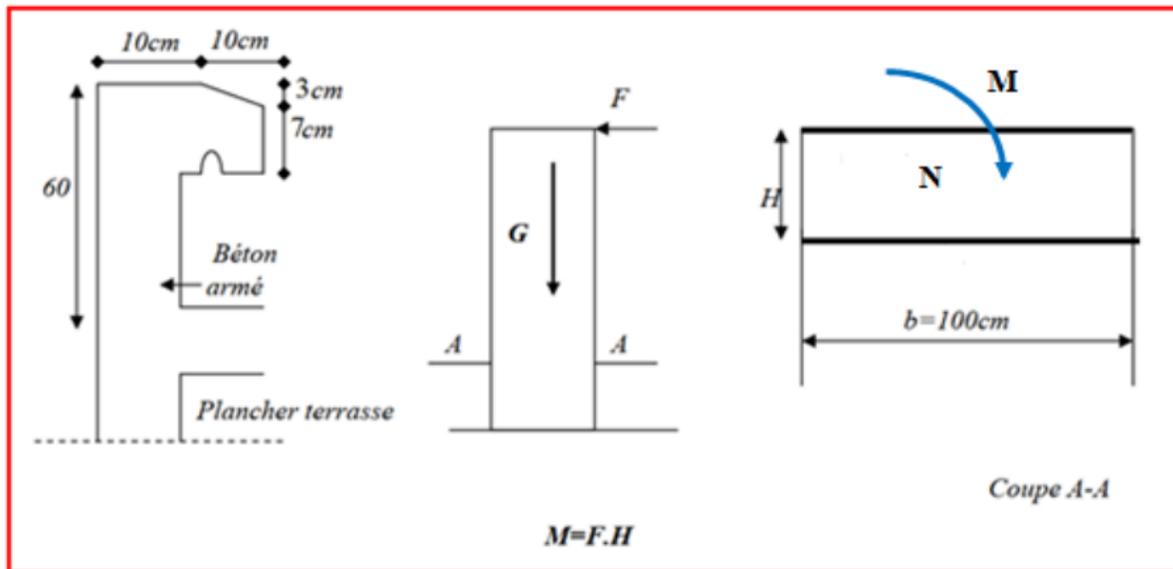


Figure .1 : Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur :

III.1.3.LES Charge:

Le poids propre $G = 183.25$ da N/ml

III.1.4.Surcharge :

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

$$\begin{cases} G = 1832.5\text{N/m} \\ Q = 1000\text{N/m} \end{cases} \text{ Dans une bonde d'un mètre}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone(IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

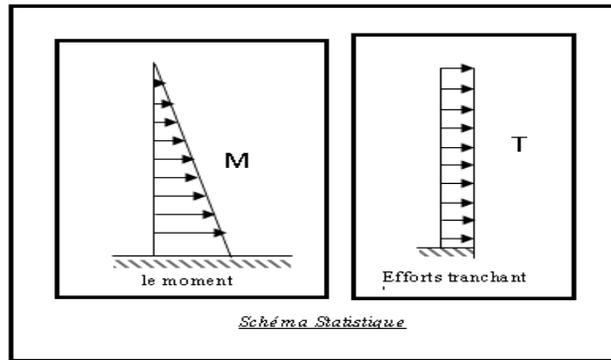
$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 879.6 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000\text{N/ml.}$$

$$G = 183.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$



D'une force tranchante $T_{\mu} = Q = 1000\text{N}$

III.1.5.SOLLICITATION:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 183.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

III.1.6.COMBINAISON D'ACTION :

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

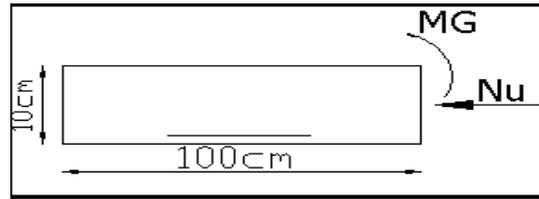
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$N^{ser} = N_g = 1832.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{ser} = M = 600 \text{ N.ml}$$

III.1.7. CALCUL DE FERRAILLAGE :



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur)

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

III.1.7.1. Armatures longitudinales :

➤ **E.L.U :**

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.386 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01346	0.017	0.993	0.387	0.334

III.1.7.2.Vérification :

III.1.7.2.1.A E.L.U :

➤ **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{49.1 - 0.455 \times 7}{49.1 - 0.185 \times 7} \right] = 0.812 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.812 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 b.h = 0,0025.100.10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^{cal}; A^{min}; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.1.7.2.2.E.L.S :

➤ **La contrainte de traction d'armature :**

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

Fiss. Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.3274 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_b c - \frac{h}{2} = 32.7 - \frac{10}{2} = 27.74 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes : $c = -27.7 \text{ cm}$.

$$C = -27.74 \text{ cm}.$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

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

$$A' = 0.$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$$p = -3 \times c^2 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - d') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

$$p = -3 \times (-27.74)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (7 - (-27.74))$$

$$p = -2230.045 \text{ km}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-27.74)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} (7 - (-27.74))^2$$

$$q = 39965.9677 \text{ cm}^3$$

y_2 : racine de l'équation cubique :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2230.045y_2 + 39965.967 = 0$$

Par l'utilisation du logiciel " SCIENTIFIC WORKPLACE 5.0 " on obtient les racines de cette équation qui sont :

$$y_{21} = 29.82 \text{ cm}$$

$$y_{22} = 24.54 \text{ cm}$$

$$y_{23} = -54.36 \text{ cm}$$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \text{ avec } C < 0 \text{ alors on prend : } y_{21} = 29.82 \text{ cm}$$

Puisqu'on aura: $y_1 = 29.82 - 27.74 = 2.08 \text{ cm}$

$$\Rightarrow s = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$\Rightarrow s = \frac{100(2.08)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 2.08)] = 31.08$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \times s} = \frac{1832.5}{100 \times 31.08} = 0.589$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.589 \times 2.08 = 1.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.589(7 - 2.08) = 43.51 \text{ Mpa}$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b]$$

$$\text{et } \sigma_s \leq [\sigma_s]$$

Donc et par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures:

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{qui égale à 5T8}$$

III.1.7.3. Armatures de répartition : (A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

III.1.7.4. Espacement entre les armatures : (B.5.3.3)

$$e_l \leq \min\{2.5 \times h; 25 \text{ cm}\} \Rightarrow e_l \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } e_l = 20 \text{ cm}$$

Pour l'emplacement des armatures de répartition on prend : 3T6 par face, ces armatures longitudinales restent nécessaires pour également reprendre la traction dans le béton du aux variation de température que subit l'acrotère .

III.1.7.5.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots Ou : b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500N$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214Mpa$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.1.8.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

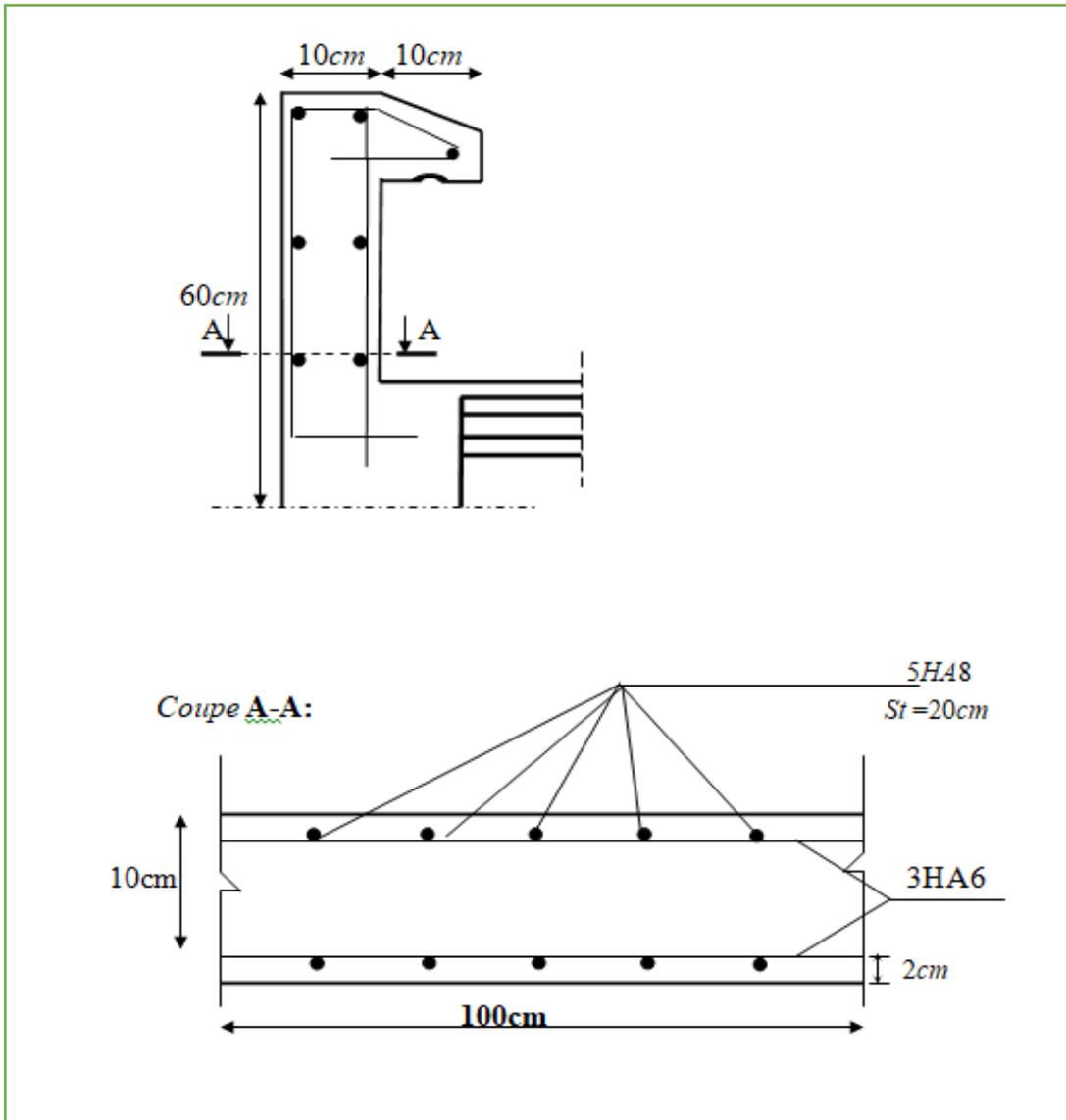


Figure .2 : Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude des poutrelles

III.2.1. Différent style des poutrelles

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles:

Type 1 :

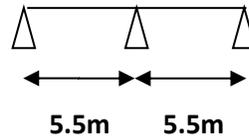


Figure .3 : Schéma du 1^{er} type de poutrelles

Type 2 :

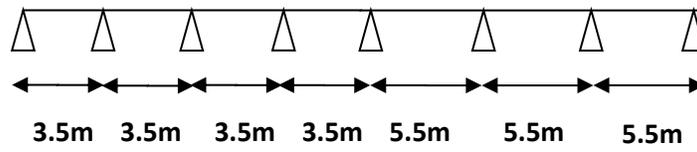


Figure .4 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelles

Type 3 :

=

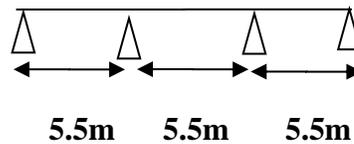


Figure .5 : Schéma du 3^{ème} type de poutrelles

Type 4 :

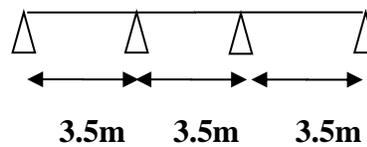


Figure .6 : Schéma du 4^{ème} type de poutrelles

Type 5 :

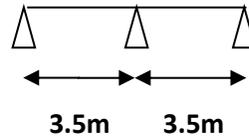


Figure .7 : Schéma du 5eme type de poutrelles

plancher terrasse inaccessible:

- $G = 6.52 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Plancher d'étage courant

- $G = 5.8 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

III.2.2.Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q . Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V). Pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- la méthode forfaitaire
- la méthode de Caquot

III.2.2.1 méthode forfaitaire :(Art. B 6.2.2.1.0) [4]

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d'inertie sont les même dans tous les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

III.2.2.1.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

➤ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$.

❖ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.52 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.52; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

❖ Plancher étage courant :

$$G = 5.8 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.8; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } \frac{5.5}{3.5} = 1.57 \quad \text{conditions non Vérifiée.}$$

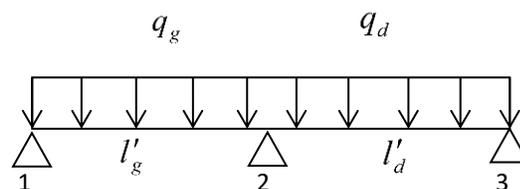
Donc : méthode forfaitaire n'est pas applicable

III.2.2.2. La méthode de Caquot :

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

➤ **Moment en appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$



M_2 : Moment à l'appui 2.

Figure .8 : Schéma statique d'une poutrelle

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$$l' = l$$

Pour une travée de rive.

➤ **Moment en travée**

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

III.2.3. Calcul des moments et les efforts tranchant des poutrelles :

III.2.3.1. Calcul des sollicitations :

à L'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

à L'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Designatin	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.78	1.0	10.65	6.92	7.78	5.06
Etages courants	5.8	1.5	10.08	6.55	7.3	4.75

Tableau .1 :Charges et surcharges d’exploitation

<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L</i> (<i>m</i>)	<i>L'</i> (<i>m</i>)	<i>p_u</i> (<i>KN/m</i>)	<i>M₀</i> (<i>KN.m</i>)	<i>M_{appui}</i> (<i>KN.m</i>)	<i>M_{travée}</i> (<i>KN.m</i>)	<i>V_g</i> (<i>KN</i>)	<i>V_d</i> (<i>KN</i>)
<i>I</i>	1-2	3	3	6.92	7.8	1= 0	10.88	-8.33	12.43
						2=6.16			
	2-3	3	2.4	6.92	7.8	2=6.16	13.23	-6.76	14
						3=4.7			
	3-4	3	2.4	6.92	7.8	3=4.7	12.5	-7.25	13.15
						4=4.7			
	4-5	3	2.4	6.92	7.8	4=4.7	15.1	-5.52	15.24
						5= 9.9			
	5-6	5	4	6.92	21.7	5=9.9	33.17	-12.72	21.88
						6=13.03			
	6-7	5	4	6.92	21.7	6=13.03	36.77	-11.3	23.3
						7=17.1			
	7-8	5	5	6.92	21.7	7=17.1	30.25	-13.88	20.72

						8=0			
2	5-6	5	5	6.92	21.7	5=0	31.9	-13.22	21.38
						6=20.4			
	6-7	5	5	6.92	21.7	6=20.4	31.9	-13.22	21.38
						7=0			
3	5-6	5	5	6.92	21.7	5=0	30.24	-13.88	20.72
						6=17.09			
	6-7	5	4	6.92	21.7	6=17.09	38.79	-10.46	24.14
						7=17.09			
	7-8	5	5	6.92	21.7	7=17.09	30.79	-13.88	20.72
						8=0			

Tableau .2.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancherterrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	p_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
	1-2	3	3	5.06	5.7	1=0	8	-6.09	9.09
						2=4.51			
	2-3	3	2.4	5.06	5.7	2=4.51	9.67	-4.95	10.23
						3=3.43			
	3-4	3	2.4	5.06	5.7	3=3.43	9.13	-5.31	9.87

1						4=3.43			
	4-5	3	2.4	5.06	5.7	4=3.43	11.04	-4.04	11.14
						5= 7.24			
	5-6	5	4	5.06	15.82	5=7.24	24.21	-9.3	16
						6=9.53			
	6-7	5	4	5.06	15.82	6=9.53	26.84	-8.25	17.05
						7=12.51			
	7-8	5	5	5.06	15.82	7=12.51	22.08	-10.15	15.15
						8=0			
	2	5-6	5	5	5.06	15.82	5=0	23.27	-9.67
						6=14.9			
6-7		5	5	5.06	15.82	6=14.9	23.27	-9.67	15.63
						7=0			
3	5-6	5	5	5.06	15.82	5=0	22.07	-10.15	15.15
						6=12.5			
	6-7	5	4	5.06	15.82	6=12.5	28.32	-7.65	17.65
						7=12.5			
	7-8	5	4	5.06	15.82	7=12.5	22.07	-10.15	15.15
						8=0			

Tableau .3.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	L' (m)	p_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
1	1-2	3	3	6.55	7.37	1=0	10.285	-7.89	11.76
						2=5.83			
	2-3	3	2.4	6.55	7.37	2=5.83	12.505	-6.41	13.24
						3=4.44			
	3-4	3	2.4	6.55	7.37	3=4.44	11.81	-6.865	12.785
						4=4.44			
	4-5	3	2.4	6.55	7.37	4=4.44	14.28	-5.22	14.43
						5=9.38			
	5-6	5	4	6.55	20.47	5=9.38	31.325	-12.04	20.71
						6=12.33			
	6-7	5	4	6.55	20.47	6=12.33	34.73	-10.671	22.08
						7=16.19			
	7-8	5	5	6.55	20.47	7=16.19	28.565	-13.137	19.613
						8=0			
2	5-6	5	5	6.55	20.47	5=0	30.105	-12.521	20.229
						6=19.27			
	6-7	5	5	6.55	20.47	6=19.27	30.105	-12.521	20.229
						7=0			

3	5-6	5	5	6.55	20.47	5=0	28.56	-13.14	19.61
						6=16.18			
	6-7	5	4	6.55	20.47	6=16.18	36.65	-9.9	22.85
						7=16.18			
	7-8	5	5	6.55	20.47	7=16.18	28.65	-13.14	19.61
						8=0			

Tableau .4.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage

Type	Travée	L (m)	L' (m)	p_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
I	1-2	3	3	4.75	5.35	1= 0	7.465	-5.715	8.535
						2=4.23			
	2-3	3	2.4	4.75	5.35	2=4.23	9.075	-4.65	9.6
						3=3.22			
	3-4	3	2.4	4.75	5.35	3=3.22	8.57	-4.98	9.27
						4=3.22			
	4-5	3	2.4	4.75	5.35	4=3.22	10.36	-3.785	10.465
						5= 6.8			
	5-6	5	4	4.75	14.85	5=6.8	22.725	-8.725	15.025
						6=8.95			
	6-7	5	4	4.75	14.85	6=8.95	25.195	-7.737	16.013

						7=11.74			
	7-8	5	5	4.75	14.85	7=11.74	20.72	-9.527	14.223
						8=0			
2	5-6	5	5	4.75	14.85	5=0	21.84	-9.079	14.671
						6=13.98			
	6-7	5	5	4.75	14.85	6=13.98	21.84	-9.079	14.671
						7=0			
3	5-6	5	5	4.75	14.85	5=0	20.7	-9.53	14.22
						6=11.73			
	6-7	5	4	4.75	14.85	6=11.73	26.58	-7.18	16.57
						7=11.73			
	7-8	5	5	4.75	14.85	7=11.73	20.7	-9.53	14.22
					8=0				

Tableau .5 :Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage

III.2.4. Ferrailage des poutrelles

III.2.4. 1. Tableau récapitulatif :

M_a^{rive} : le CBA93 exige une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $0.15M_0$

Types de planchers	ELU				ELS			
	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)
Plancher terrasse Inaccessible	20.4	3.255	38.79	24.14	14.9	2.38	28.32	17.65
Plancher d'étage	19.27	3.08	33.65	22.85	13.98	2.23	26.58	16.57

Tableau .6 : Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

III.2.4. 2 :plancher terrasse inaccessible

$M_t=38.79\text{KN.m}$; $M_a= 20.4\text{KN.m}$; $V=24.14\text{KN}$

$h= 24\text{cm}$; $h_0 =4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; FPN ; $d= 22\text{cm}$

III.2.4.2.1 Calcul à l'ELU

❖ En travée intermédiaire

Calcul de moment équilibré par la table de compression : M_{tu}

$$M_{tu} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

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

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.22 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu}$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{38.79 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.086$$

$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_l = 0.392$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = 0.11$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.11) = 0.21\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{36.77 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 5 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 5 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq At$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{cm}^2 < At = 5 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

On choisit $A = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}16 = 5.15 \text{cm}^2$

❖ **En appuis**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire.

$$M_{tu} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{kn.m}$$

$$M_a = 20.4 \text{kN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_a$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.4 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.297$$

$\mu_{bu} = 0.297 < \mu_l = 0.392$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.297}) = 0.454$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.454) = 0.18 \text{m}$$

$$At = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{20.4 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} = 3.26 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 3.26 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq At$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.266 \text{ cm}^2 < At = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$$

On choisit A = 1HA8+2HA14=3.58cm²

plancher		M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé cm ²	A adopté Cm ²
terrasse inaccessible	Travée	36.77	0.038	0.11	0.21	5	1HA12+2HA16=5.15
	Appui intermédiaire	20.4	0.297	0.454	0.18	3.26	1HA14+1HA16=3.55
	Appuis de rive	3.255	0.047	0.06	0.21	0.44	1HA 14=1.54
d'étage	Travée	34.73	0.078	0.102	0.22	4.54	1HA10+2HA16=4.81
	Appui intermédiaire	19.27	0.281	0.423	0.19	2.92	2HA14=3.08
	Appuis de rive	3.071	0.045	0.058	0.22	0.41	1HA 14 =1.54

Tableau .7 : résultat de ferrailage.

III.2.4.2.2.Vérification à l'ELU :

$$A_{MIN} = 0,23 * b * d * \frac{ft_{28}}{fe} < At$$

Niveau		A' (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
Terrasse inaccessible	Travée	5	1.73	vérifié
	appui	3.26	0.266	vérifié
Etage courant	Travée	4.54	1.73	vérifié
	appui	2.92	0.266	vérifié

Tableau .8 :vérification à l'ELU

III.2.4.2.3.Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$V_u = 24.14 kN.m \Rightarrow \tau_u = \frac{24.14 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 1.09 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 MPa) = \min(3.25; 5 MPa) = 3.25 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

- Diamètres minimales Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(6.86; 12; 10)$$

Soit $\phi_t = 6mm$ FeE235

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

III.2.4.2.4.L'espacement :

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq \min(19.8, 40cm) \Rightarrow St \leq 19.8cm$$

$$St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^0$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times (1.09 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 39cm$$

$$St \leq 39 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57m = 57cm$$

On prend $St = 15cm$

III.2.4.2.5. Vérification à l'effort tranchant:

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,31,3)**

a) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_a \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c2s}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0,9d = 0,9 \times 22 = 19,8 \text{ cm}$

$$V_u = 20400\text{N} \leq \frac{0,9 \times 10 \times 19,8 \times 2500}{1,5 \times 2} = 148500 \text{ N} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être :

telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$

$$A = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}16 = 4,81 \text{ cm}^2 = 481\text{mm}^2$$

$$\gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{20400}{400} = 58,65 \text{ mm}^2$$

$$A = 481 \text{ mm}^2 \geq 58,65 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

❖ **Vérification de la jonction table nervure :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times bdh_0} = \frac{0,275 \times 24,14 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22 \times 0,65 \times 0,04} = \mathbf{1,29\text{MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$

III.2.4.2.6.Vérification à l'ELS

-La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire dans les aciers.

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

III.2.4.2.6.1Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

❖ **En travée :**

$$M_t^{max ser} = 28.32kN.m$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 5.15 \times 10^{-4}(0.22 - 0.04) = -8.71 \times 10^{-4}m$$

H < 0 L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T

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

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2}y^2 + [(0.65 - 0.1) \times 0.04 + 15 \times 5.15 \times 10^{-4}]y - \left[(0.65 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15 \times 5.15 \times 10^{-4} \times 0.22 \right] = 0$$

$$\Rightarrow 0.325y^2 + 0.027y - 16.2 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.047m$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 2.54 \times 10^{-4}m$$

➤ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{28.32 \times 10^{-3} \times 0.047}{2.54 \times 10^{-4}} = 5.24 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **aux appuis :**

$$M_a^{max} ser = 14.9 \text{kN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.58 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -4.466 \times 10^{-4} \text{m}$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T

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

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + [(0.65 - 0.1) \times 0.04 + 15 \times 3.58 \times 10^{-4}] y - \left[(0.65 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 0.22 \right] = 0$$

$$\Rightarrow 0.325 y^2 + 0.027 y - 16.2 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.04 \text{m}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 1.9 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

➤ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{14.9 \times 10^{-3} \times 0.04}{1.9 \times 10^{-4}} = 3.2 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.2 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4.2.6.1 .Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche selon le **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$\Delta f \leq f_{adm}$ tel que :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ portée} \leq 5\text{m.}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000} \text{ portée} > 5\text{m.}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{adm} = \frac{500}{500} = 1\text{cm}$$

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

Tel que : f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales.

i et v : déformation instantanées et différées respectivement.

f_{ij} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche dûe à l'ensemble des charges appliquées (g + q).

a – Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0,65 * G'$ (la charge qui revient à la poutrelle sans revêtement).

$q_{gser} = 0,65 * G$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0,65 * (G + Q)$ (La charge permanente et la charge d'exploitation).

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} * l^2}{8} ; M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} * l^2}{8} ; M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} * l^2}{8}$$

b –Position de l'axe neutre :

$y = 4.7$ cm

c –Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{1}{12} * b_0 * h^3 + 15 * A * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2.$$

d –Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{r28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 * \lambda_i \quad \text{Déformation différée. Tel que : } \rho = \frac{A_s}{b_0 * d}$$

e –Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s * (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s * (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s * (d - \frac{y}{2})}$$

f –Inerties fictives (If) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

NB : si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$$

g –Evaluation des flèches

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 Mpa ; E_v = \frac{1}{3} * E_i = 10721,4 Mpa ;$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 * E_i * If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_i * If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 * E_i * If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 * E_v * If_{gv}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Etage	Terrasse inaccessible			Etages courants		
Qser	Qjser	Qgser	Qpser	Qjser	Qgser	Qpser
(kN/ml)	2.15	4.41	5.06	2,15	3,77	4,75
Mser	Mjser	Mgser	Mpser	Mjser	Mgser	Mpser
(kN.m)	5.04	10.34	11.86	5.04	8.84	11.14
Y (m)	0.047			0.04		
I₀ (cm⁴)	19245			16890		
I (cm⁴)	26800			20097.7		
ρ	0.023			0,016		
λ_i	1.85			2.67		

λ_v	0.74	1.068
$\sigma_{sj}(Mpa)$	49.8	66.62
$\sigma_{sg}(Mpa)$	102.18	116.85
$\sigma_{sp}(Mpa)$	117.2	147.25
μ_j	0,45	0,42
μ_g	0,68	0,62
μ_p	0,71	0,68
$I_{fij}(cm^4)$	11552.25	8239.37
$I_{fig}(cm^4)$	9375.33	6582.4
$I_{fip}(cm^4)$	9150.42	6207.9
$I_{fv}(cm^4)$	14082.96	10515.8
$f_{ji}(mm)$	0.34	0,47
$f_{gi}(mm)$	0.86	1.04
$f_{pi}(mm)$	1	1,4
$f_{gv}(mm)$	1.96	2.05
$\Delta f (mm)$	1.76	1.94

Tableau .9 : Calcul de la flèche.

$\Delta f < f_{adm} \rightarrow$ la condition de flèche est vérifiée dans les différents types de planchers

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse		
Etage courant		

Tableau .10.Schéma de ferrailage des poutrelles

III.2.5.Ferraillage de la dalle de compression :

Le ferraillage de la dalle de compression sera ferraillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferraillage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec : $A_{\perp} = 4b/f_c$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$A_2=A_1/2$; $F_c=400$ MPa

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

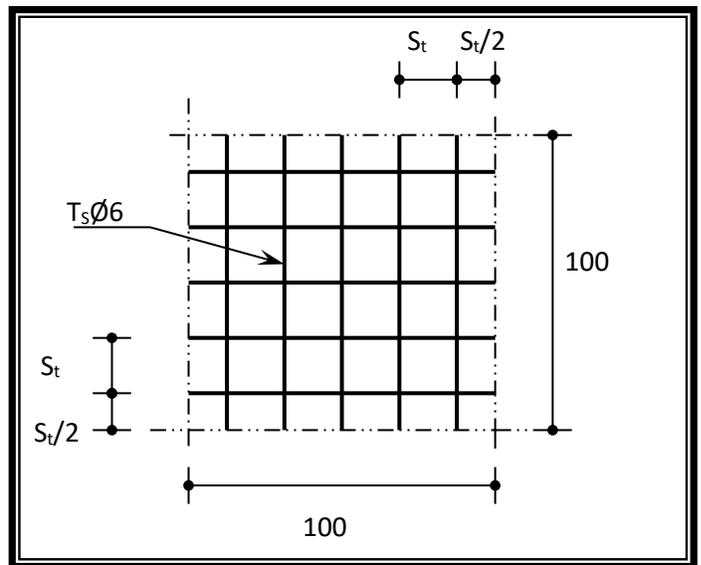


Figure .9. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

III.3. L'escalier

III.3.1. Introduction:

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur . notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

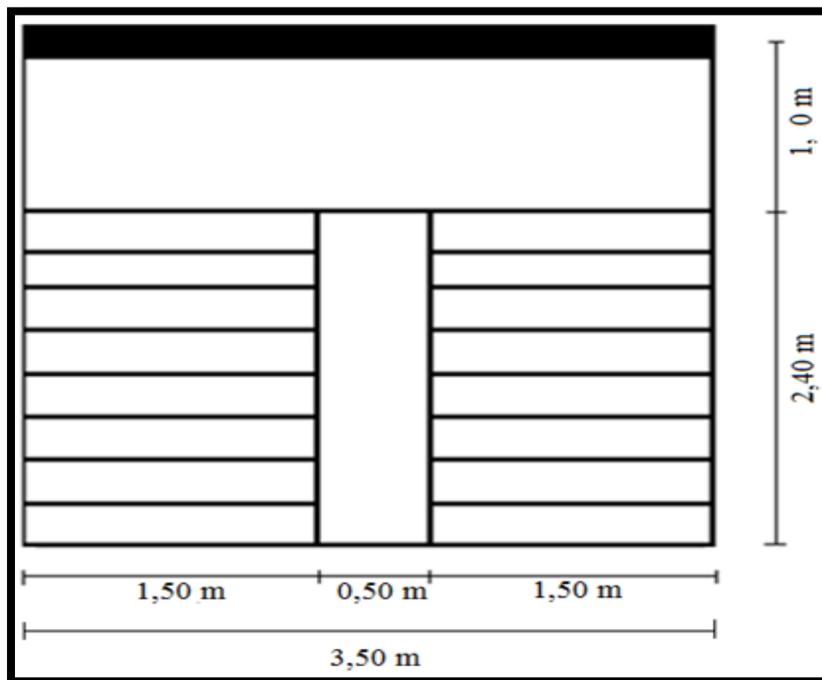


Figure.10. :shemas statique d'escalier.

III.3.2. Les charges appliquées :

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Paillasse	7.32	2.5
Palier	5	2.5

III.3.3. Combinaisons d'action :

- E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- ELS : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (kN/ml)	Paillasse (kN/ml)
ELU	10.5	13.632
ELS	7.5	9.82

La charge équivalente :

A L'ELU: La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2} = 12.43 \text{KN/ml}$$

Moment et effort Tranchant :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}.l^2}{8} \rightarrow M_0 = 23.63 \text{KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 \rightarrow M_a = 7.09 \text{KN.m}$.

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 \rightarrow M_t = 20.1 \text{KN.m}$.

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq}.l}{2} \rightarrow T_u = 24.24 \text{KN}$

A l'ELS : La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2} = 8.93 \text{ KN/ml}$$

Moment et effort Tranchant :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} \rightarrow M_0 = 17 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 \rightarrow M_a = 5.1 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 \rightarrow M_t = 14.45 \text{ KN.m}$.

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} \rightarrow T_u = 17.4 \text{ KN}$

III.3.4. Calcul de ferrillage :

III.3.4.1. Armatures longitudinales :

1. E.L.U

$f_{ce} = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$ $\mu_e = 0.392$, $\mu < \mu_e \Rightarrow \lambda = 0$

Avec: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$; L'enrobage : $c = 2$ $e = 16 \text{ cm}$ $d = 14.4 \text{ cm}$ $b = 1 \text{ m}$

$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$

Tableau .11 : résultat de ferrillage ELU

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	20100	0.068	0.09	0.964	4.17
Appuis	7090	0.024	0.03	0.988	1.44

2.E.L.S :

Il faut vérifier : $\alpha \leq \alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	condition
En travée	20100	14450	1,39	25	0,445	vérifiée
Sur appuis	7090	5100	1,39	25	0,445	vérifiée

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2, 1)

Section minimal d'armatures :

$$A_{min}^1 \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min}^1 = 1.73cm^2$$

• Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001bh \rightarrow A_{min}^2 = 1.6cm^2 \quad A = \max (A_u, A_{min})$$

	A_u (cm²)	A_{min}¹ (cm²)	A_{min}² (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)
Appuis	1.44	1.73	1.6	1.73	2.01=4HA8
Travée	4.17	1.73	1.6	4.17	4.52= 4HA12

Tableau .12 : Condition de non fragilité

III.3.4.2. Les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l/4$$

Elément	A_l (cm²)	A_t (cm²)	A_{adp} (cm²)
Travée	4.17	1.05	1.51= 3HA8
Appuis	1.72	0.44	0.85 =3HA6

Tableau .13 : résultat de ferrailage

III.3.5. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a) Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 16; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

-Appuis: $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$

-Travée: $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$

b) Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 16; 33 \text{ cm}) = \min (64; 33) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis: $S_t = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$

-Travée: $S_t = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$

III.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : **BAEL91 (art A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.17 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Longrightarrow \text{(BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0,85M_0$$

$$h/l = 0.16/3.9 = 0.04 < 0.085 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$2/ A/b_0d < 4.2/f_e ; A/b_0d = 4.17/100 \times 14.4 = 0.0029 < \frac{4,2}{400} = 0.015 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ h/l > 1/16 ; 0.16/3.9 = 0.04 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées.

-On à les conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche selon les règles de

BAEL 91.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

III.3.8. Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3)

- Position de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \cdot 16 \cdot \frac{16}{2} + 15 \cdot 4 \cdot 17 \cdot 14.4}{100 \cdot 16 + 15 \cdot 4 \cdot 17} = 8.24 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8,24 = 7,76 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 6,24 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 36836,25 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_o}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_o \cdot d} = \frac{4 \cdot 17}{100 \cdot 14.4} = 0,0029$$

$$\lambda_i = (0.05 \cdot 2.1) / 5 \cdot 0.0029; \lambda_i = 7.24$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2,896$$

III.3.9. Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

- Charge après mise du revêtement(g) :

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5000 \times 1.5) + (7320 \times 2.4)}{3,9} = 6427.7 \text{ N/ml}$$

- Charge avant mise du revêtement(J) :

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle \text{ plane}} \times L_{palier}) + (\text{poide de la paillasse} + \text{poide de marche}) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(3750 \times 1.5) + ((4450 + 1870) \times 2,40)}{3,9} = 5331.54 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 6427.7 + 2500 = 8927.7 \text{ N/ml}$$

Les moments correspondants :

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6327.7 \times (3,9)^2}{8} \qquad M_g = 12030.54 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5331.54 \times (3,9)^2}{8} \quad M_j = 10136.6 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{8927.7 \times (3,9)^2}{8} \quad M_P = 16973.79 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,29 \Rightarrow \beta_1 = 0,910 \text{ (Tableau BAEL 91 page 316)}$$

$$S = \beta_1 \times d \times A = 0,911 \times 14,4 \times 4,17 = 54,7 \text{ cm}^3$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_g = \frac{M_g}{S} = 220 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{S} = 185,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{S} = 310,3 \text{ MPa}$$

▪ Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0029 \times 220 + 2,1} = 0,21$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0029 \times 185,3 + 2,1} = 0,135$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0029 \times 310,3 + 2,1} = 0,36$$

Calcul des inerties :

$$I_{IV}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 2,624 \times 0,21) = 26124,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 7.24 \times 0,21) = 16076.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 7.24 \times 0,135) = 20491.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 36836,25) / (1 + 7.24 \times 0,36) = 11235.55 \text{ cm}^4$$

▪ **Flèche correspondant :**

Module de déformation longitudinale instantané :

$$E_i = 32164, 2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 10818, 86 \text{ MPa.}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 12030.54 \times (390)^2 / 10 \times 10818, 86 \times 26124.33 = 0,647 \text{ cm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 12030.54 \times (390)^2 / 10 \times 32164,20 \times 16076.8 = 0,35 \text{ cm .}$$

$$f_{ji} = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^j = 10136.6 \times (390)^2 / 10 \times 32164,20 \times 20491.5 = 0,23 \text{ cm .}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^p = 16973.79 \times (390)^2 / 10 \times 32164,20 \times 11235.55 = 0,71 \text{ cm .}$$

▪ **La flèche totale:**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,647 - 0,23) + (0,71 - 0,35) = 0,777 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,777 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 390 / 500 = 0,78 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est **vérifiée**

III.3.10. Ferrailage d'escalier :

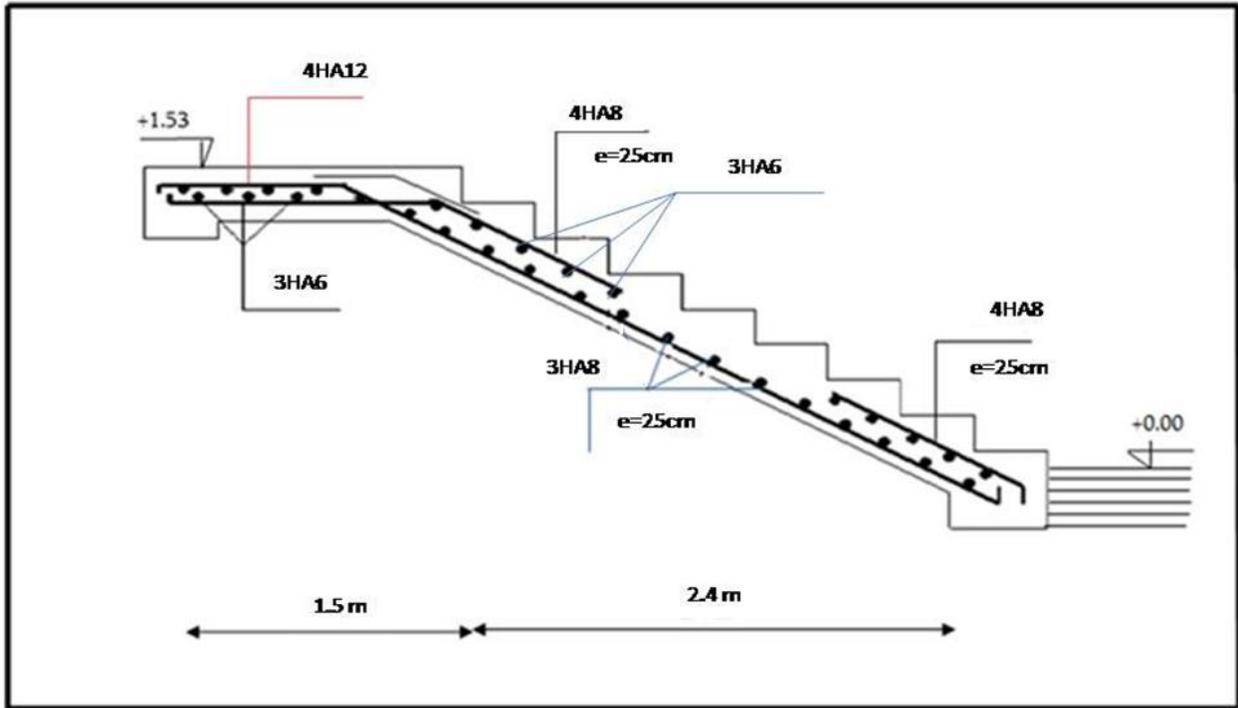


Figure.11. Schéma de ferrailage des escaliers.

III.4. Poutre palière :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont située à gauche d'une section.

III.4.1. Pré-dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$l/16 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 9.375 \text{ cm} \leq h \leq 15 \text{ cm.}$$

- Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30x30) cm²

III.4.2. Evaluations des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

- poids du mur : $1.3 \times 2.62 \times 1.08 = 3.68 \text{ KN/ml}$

-Poids de palier: $G = 5 \text{ KN/m}^2$

-Poids de la paillasse : $G_p = 7.32 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU : } R = \frac{12.43 \times 3.9}{2} = 24.24 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R = \frac{8.93 \times 3.9}{2} = 17.41 \text{ KN}$$

III.4.3. Combinaison d'action :

$$P_u = 1.35(g_0 + p_{\text{mur}}) + R$$

$$\text{E.L.U} : P_u = 1.35(3.9 + 3.68) + 24.24 = 34.47 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S} P_s = 3.9 + 3.68 + 17.41 = 24.98 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations :

$$\text{E.L.U} : M_u^t = P_u \times \frac{L^2}{24} = \frac{34.47 \times 3.5^2}{24} = 17.59 \text{ daN.m.}$$

$$M_u^a = P_u \times \frac{L^2}{12} = \frac{34.47 \times 3.5^2}{12} = 35.18 \text{ daN.m.}$$

$$M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{34.47 \times 3.5^2}{8} = 52.78 \text{ daN.m.}$$

$$T_u^{\text{max}} = P_u \times \frac{l}{2} = 60.32 \text{ daN.}$$

$$\text{E.L.S} : M_u^t = P_s \times \frac{L^2}{24} = \frac{24.98 \times 3.5^2}{24} = 12.75 \text{ daN.m.}$$

$$M_u^a = P_s \times \frac{L^2}{12} = \frac{24.98 \times 3.5^2}{12} = 25.5 \text{ daN.m.}$$

$$M_0 = P_s \times \frac{L^2}{8} = \frac{24.98 \times 3.5^2}{8} = 38.25 \text{ daN.m.}$$

$$T_s^{\text{max}} = P_s \times \frac{l}{2} = 43.715 \text{ daN.}$$

III.4.4. Calcul de ferrailage : (armatures longitudinales) :**E.L.U :****En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{17590}{14,2 \times 30 \times (26)^2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.08$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.26(1 - 0.4 \times 0.08) = 0.25m$$

$$At = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{17.59 \times 10^{-3}}{0.25 \times 348} = 2.02 \times 10^{-4} m^2 = 2.02 cm^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{35180}{14,2 \times 30 \times (26)^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}) = 0.16$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.26(1 - 0.4 \times 0.16) = 0.24m$$

$$At = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{35.18 \times 10^{-3}}{0.24 \times 348} = 4.21 \times 10^{-4} m^2 = 4.21 cm^2$$

III.4.5. Vérification à ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1759/3518 \Rightarrow \gamma = 1.55$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.525 \quad \alpha = 0,319 < \bar{\alpha} = 0,525 \rightarrow \quad (C.V)$$

Condition de non fragilité : **BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} \geq 0,23 \times 30 \times 26 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0.94 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimale : **BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : RPA99 (Art .7.5.2.1)

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min} ; A_{min}^{RPA})$$

$$A_t = A_{min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.02 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.02 \text{ cm}^2 \rightarrow$ En travée. on adopte **3HA10 = 2.36 cm²**

$A_s = 4.5 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.02 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Sur appui. on adopte : **6HA10** : $A_s = 4.17 \text{ cm}^2$

III.4.6. Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (art A.5.1)

▪ contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{68060}{250 \times 260} = 1.05 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Selon **BAEL 83**, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min (30/35 ; 14 ; 250/10) = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003S b$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (7.5 ; 16.8 ; 30) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \quad \text{Soit: } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 7,5 \times 35 = 0,788 \text{ cm}^2$$

\rightarrow dans la zone nodale on adopte 2HA8(1.01cm²)

Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S' = 15 \text{ cm}$

La longueur de la zone nodale : $L' = h/2 = 15 \text{ cm}$

$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Donc on adopte 4HA8 (2,01cm²)

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{350} = 0.086 > 0.0625 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.086 > 0.33 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.007.8 < 0.0105 \Rightarrow \text{C.V}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 7090 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91

III.4.7. Calcul de la poutre palière à la torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans

le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2.\Omega.e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

$$\Omega: \text{L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive} \Rightarrow \Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = b/6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{7090 \times 10^3}{2 \times 62500 \times 50} = 1,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Armatures longitudinales :

$$A_e = \frac{U \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2 [(h - e) + (b - e)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_e = \frac{100 \times 7090}{2 \times 625 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2 ; A_l = 2\text{HA}12 = 2,06 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{7090 \times 15}{2 \times 625 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espaceur d'armature.

On prend un espaceur de 15cm Soit : $2\emptyset 8 = 0,503 \text{ cm}^2$

III.4.7.ferraillage de la poutre palière :

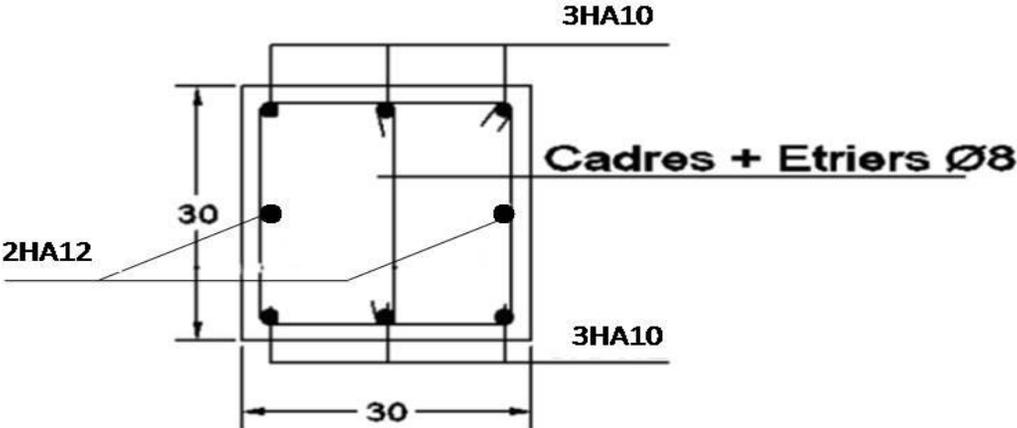


Figure .12.Schéma de ferraillage de la poutre palière En travée

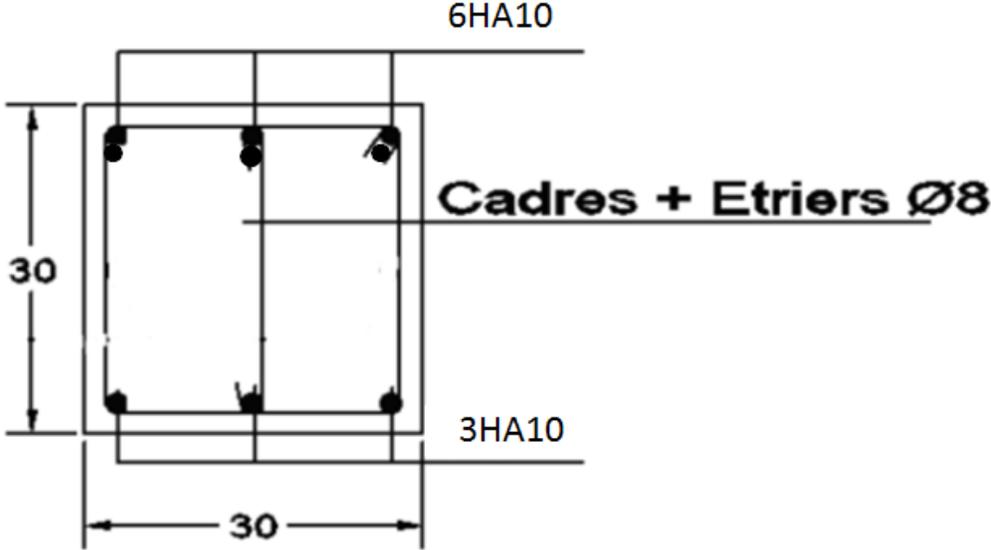


Figure 13. Schéma de ferrailage de la poutre palière En appuis

Chapitre IV

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'onde, qui à leur tour, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

étant donné que notre structure est implantée à Bejaïa, zone IIa selon le classement du RPA99/version2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire. A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique. La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forcessismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l’action sismique.

➤ **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par Un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés a ceux de l’action Sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

➤ **Demain d’application:**

Les conditions d’application de la méthode statique équivalente sont citées dans l’article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

IV.3.1.1 Calcul de la force sismique totale :RPA99 (Article 4.2.3)page 25

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- **A : Coefficient d’accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1)page 26**

Groupe D’usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.025	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau .1.: coefficient d’accélération de zone A

Ville : Bejaïa

- Groupe d’usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa⇒A= 0.15

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement. *RPA99 (Tableau 4.3)page 28*

Dans le cas de projet, on adopte un système Mixte portiques/voiles avec interaction

donc : $R= 5$

- **Q : Facteur de qualité.**

fonction des qualités de la structure qui sont :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \qquad \text{RPA99 (Formule 4.4) page 29}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Les valeurs à retenir sont dans le : *RPA99 (Tableau 4.4)page 30*

Critère de qualité "q"	Pq
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05 (N/Observé)
2- Redondance en plan	0.05 (N/Observé)
3 - Régularité en plan	0.05 (N/Observé)
4 - Régularité en élévation	0.05 (N/Observé)
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0.05 (N/observé)
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0 (/observé)
Valeur de Q	1.25

Tableau .2.: tableau valeurs de P_q

Donc $Q = 1.25$

• **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le coefficient *D* est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (*T*), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (*η*). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure *T* (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de *T*).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2) page 26}$$

*T*₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99**(Tableau 4.7) page 34

Le site est considéré comme sol meuble $\sigma_{SOL}=1.9$

la classification des sites

RPA 99(Tableau3-2)page 15

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

Tableau .3.: Le site et valeur de(*T*₁,*T*₂).

on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

IV.3.1.2.Calcul de la période fondamentale de la structure :

η: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau .4.: tableau valeurs de $\xi(\%)$

Nous avons une structure en béton armé avec un remplissage dense :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0,88 \geq 0,7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6) page 31}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 24.48$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par : **RPA 99**(Tableau 4.6) page 31

Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

Donc $C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times 24.48^{3/4} = 0.55 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)page 31}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

D'autre part on a :

$$T_x = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{30.5}} = 0.399 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{15.3}} = 0.563 \text{ sec}$$

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \right\}$$

T_x=min(0.55s ;0.399s)=0.399s

T_y=min(0.55s ;0.563s)=0.55s

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 < T < 3.0s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{D_x=2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.514)^{2/3} = 2.16} \\ \mathbf{D_y=2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.715)^{2/3} = 1.74} \end{array} \right.$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

T_x=1.3T_{stat} T=0.514

T=1.3T_{stat} T=0.715

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où

▪ **Sens (Y- Y) :**

$$\frac{T_{x(dyn)}}{T_{x(stat)}} = \frac{0.77}{0.399} = \mathbf{2.1} > \mathbf{1.3} \quad \mathbf{1.3} T_{x(dyn)} = 0.514sec$$

T_{dyn}>1.3T_{stat} donc T=1.3T_{stat} T=0.514

▪ **Sens (X- X) :**

$$\frac{T_{y(dyn)}}{T_{y(stat)}} = \frac{0.89}{0.55} = \mathbf{1.69} > \mathbf{1.3} \quad \mathbf{1.3} T_{y(dyn)} = 0.715sec$$

T_{dyn}>1.3T_{stat} donc T=1.3T_{stat} T=0.715

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids *W_i* ; calculés à chaqueniveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5) page 30}$$

- 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, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par : **RPA99 (Tableau 4.5) page 30**

le projet à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Etage	Poids
RDC	443486.84
Etage 01	443486.84
Etage 02	443486.84
Etage 03	443486.84
Etage 04	443486.84
Etage 05	443486.84
Etage 06	443486.84
Etage 07	479326.50
Totale	3583734.38

Tableau .5.: Le poids de la structure.

Donc : $W = \sum w_i = 3583734.38$ (KN)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Résumé des résultats :

	A	D	R	Q	W(KN)	Vst (KN)
Sens longitudinal	0.15	2.16	5	1.25	3583734.38	290282.485
Sens transversal	0.15	1.74	5	1.25	3583734.38	233838.668

Tableau .6 : Les résultats des forces sismiques statique.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

➤ **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations De la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant Représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de La structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.

➤ **Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas ou méthodes statique équivalente est inapplicable.

IV.3.3Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

➤ **Principe:**

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 accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

(Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.4. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

IV.4.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural**

➤ Analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

➤ Description de logiciel ROBOT :

□□ Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.

□□ Il permet une descente de charge automatique et rapide.

□□ Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.

□□ Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).

□□ Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (Chaque nœud ayant (06) degré de liberté).

□□ Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

➤ buts de l'analyse dynamique:

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées Concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

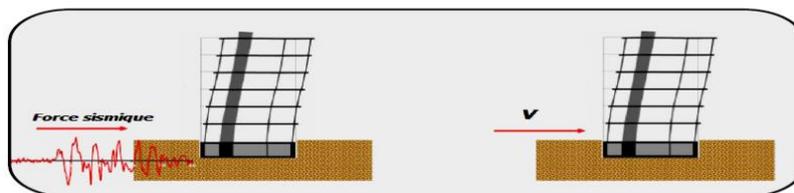


Figure.1. Simulation de la force sismique.

IV.4.2.Spectre de réponse de calcul.

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

$$\frac{S_e}{g} = \begin{cases} \text{Cas 1:} & 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas 2:} & 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas 3:} & 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3.0s \\ \text{Cas 4:} & 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0s \end{cases}$$

-Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul Comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

A : coefficient d'accélération de zone

□ : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site..

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 5

- **η: Facteur de correction d'amortissement**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages **RPA 99**(Tableau 4.2) page 26

On prend : ζ = 7%

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 \geq 0,7$

- **A : Coefficient d'accélération**
 - A= 0.15

IV.4.3. Nombre de modes à considérer :

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux direction orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% a 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 la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad K \geq 3\sqrt{9} \implies k = 10$$

Ou : N : est le nombre de niveaux au dessus du sol.

TK : la période du mode K.

IV.4.4. Analyse de la structure :

IV.4.4.1 .Première variante :

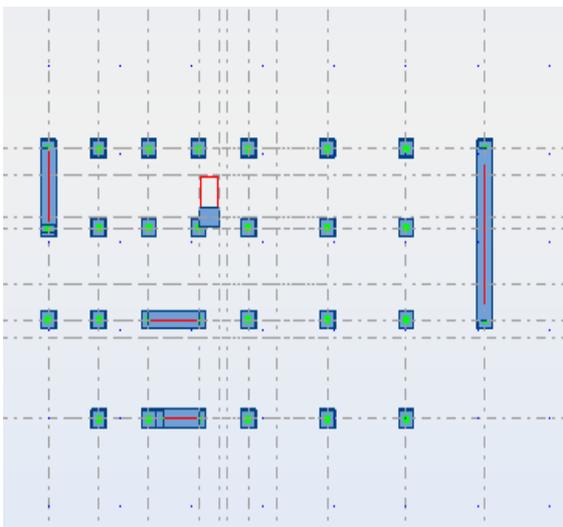


Figure-2-première position des viols

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0.88	11.95	47.85	11.95	47.85
4/ 2	0.84	67.85	58.57	55.91	10.72
4/ 3	0.60	67.97	59.67	0.11	1.10
4/ 4	0.50	71.19	59.94	3.23	0.27
4/ 5	0.42	71.72	65.80	0.53	5.86
4/ 6	0.37	71.72	70.84	0.00	5.04
4/ 7	0.36	72.85	70.89	1.12	0.05
4/ 8	0.32	73.21	71.54	0.37	0.65
4/ 9	0.30	79.67	71.55	6.45	0.01
4/ 10	0.29	81.74	71.69	2.07	0.14

Tableau.7.: Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

• Interprétation :

- Le 1^{ème} mode de torsion Y-Y Avec $T_y=0.88$ s
- Le 2^{ème} mode de torsion àX-X Avec $T_y=0.84$ s
- Le 3^{ème} mode est mode torsion pure
- Il faut 8 mode pour un mobilisation cummeles de 90/100

Conclusion :

La variante initiale présente des anomalies vis-à-vis de la torsion et pour cette raison et rajoute des voiles pour rapprocher le centre de masse et centre de torsion.

IV.4.4.3. Deuxième variante :



Figure-3- Deuxième position des viols

Après le calcul onobtiens les résultats suivants :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0.89	0.04	68.47	0.04	68.47
4/ 2	0.77	73.61	68.59	73.57	0.12
4/ 3	0.63	73.99	73.80	0.38	5.21
4/ 4	0.26	74.02	86.53	0.03	12.73
4/ 5	0.22	86.72	86.62	12.70	0.09
4/ 6	0.18	87.03	87.11	0.31	0.49
4/ 7	0.12	87.06	92.66	0.03	5.55
4/ 8	0.11	92.48	92.72	5.42	0.06
4/ 9	0.08	92.62	92.85	0.14	0.12
4/ 10	0.08	92.62	92.85	0.00	0.00

Tableau .8.: Périodes et factures da participation massique modale(Troisième variante).

Les modes propres :

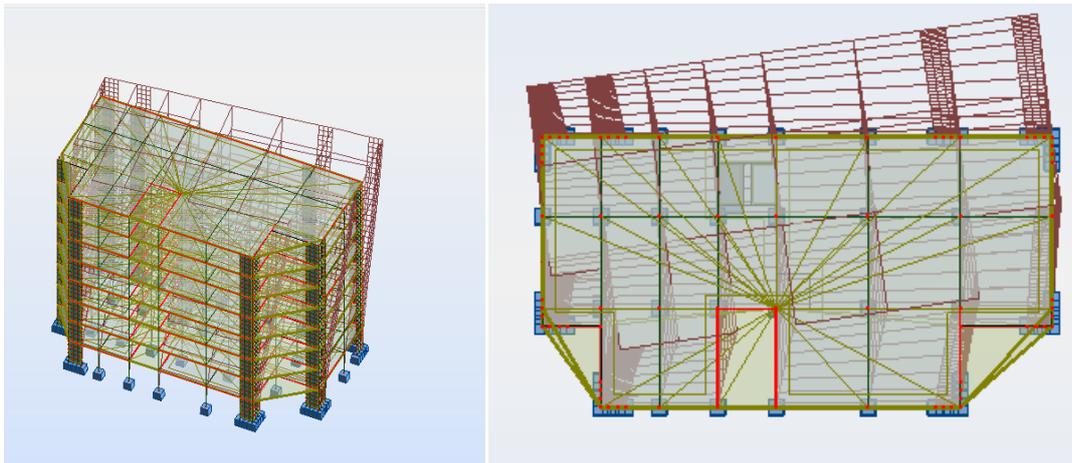


Figure..4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan(2^{er}variante).

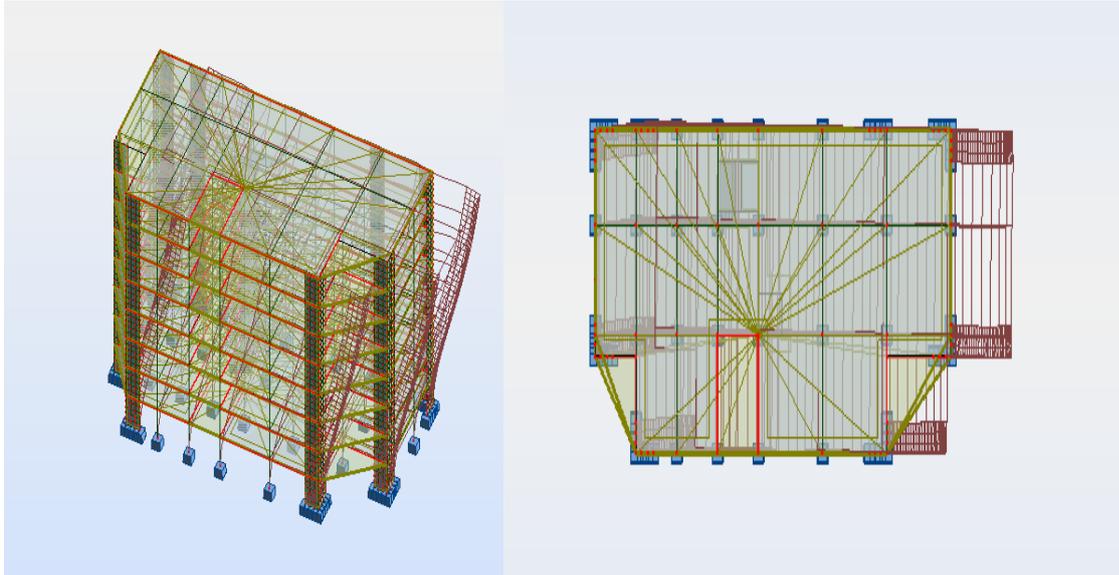


Figure.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan(2^{er} variante).

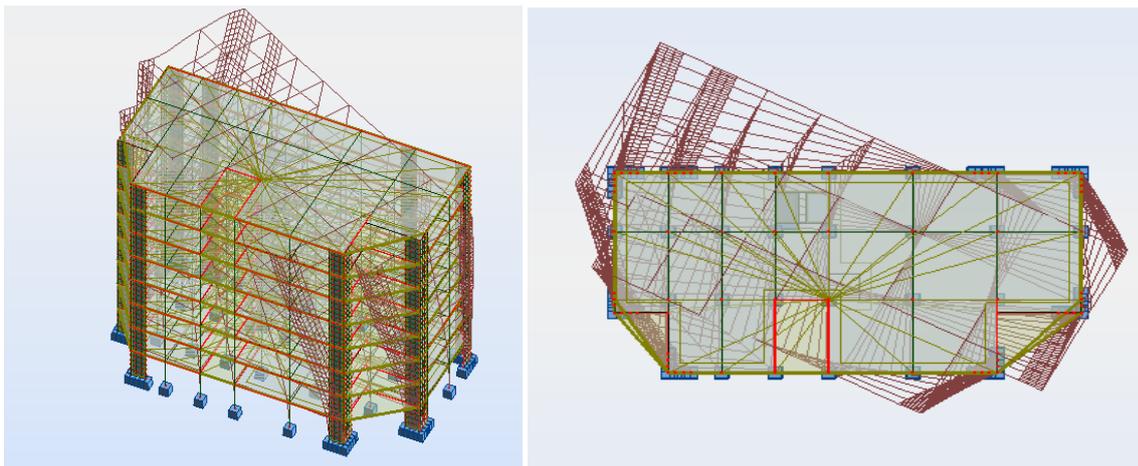


Figure. IV.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan(2^{er} variante).

● **Interprétation :**

- Le 1^{ème} mode de translation à Y-Y (UY=68.47%) Avec $T_y=0.89s$
- Le 2^{ème} mode de translation à X-X (UX=73.57%) Avec $T_y=0.77 s$
- Le 3^{ème} mode est mode torsion pure
- Il faut 8 mode pour un mobilisation cummées de 90/100

IV.5 . Vérification du système de contreventement :

- Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portique, dans ce système de contreventement :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ[KN]	FZ sur les voiles [KN]
2074.30	1137.59	1886.81	998.90	38728.15	5901.02

Tableau .9 : Vérification du système de contreventement

- Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a) :

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{5901.02}{38728.15} = 15.23 \% \leq 20\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{998.90}{1886.81} = 52.94 \% > 25 \% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{1137.59}{2074.30} = 54.84 \% > 25\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

Les conditions de l'interaction portique-voile est vérifiées donc la structure est à contreventement **Mixte** et lefacteur de comportement est égal à 5.

IV.6. résultats des forces sismiques.

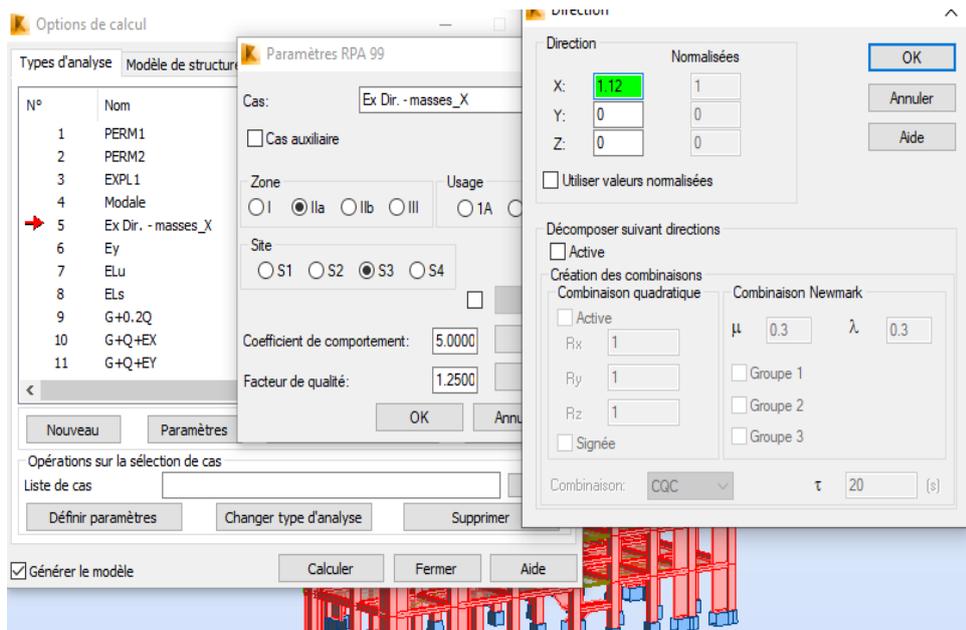
	A	D	R	Q	W(KN)	Vst (KN)	Vdny(t)		
Sens longitudinal	0.15	2.16	5	1.25	3583734.38	290282.485	207430	0.07145798	C.N.v
Sens transversal	0.15	1.74	5	1.25	3583734.38	233838.668	188681	0.81	C.v

Tableau .10 : Les résultats des forces sismiques.

Donc en introduire un coefficient de correction $C = \frac{0.8V_{stat}}{V_{dyn}}$

Pour le sens X

$0.8V_{stat} = 232225.99$ donc $C = \frac{232225.99}{207430} = 1.1$ en prend 1.12



	A	D	R	Q	W(KN)	Vst (KN)	Vdny(t)		
Sens longitudinal	0.15	2.16	5	1.25	3583734.38	290282.485	232322	0.80	C.v
Sens transversal	0.15	1.74	5	1.25	3583734.38	233838.668	188681	0.81	C.v

Tableau .11 : Les résultats des forces sismiques corrigés

IV.7. L'effort sismique a la base V_T :

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**art.4.2.5.RPA99_V2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenan

Sens X :

Niveau	$W_i (kn)$	$h_i (m)$	V- FT(KN)	$W_i \times h_i$	$F_i (KN)$
RDC	4434.868	3.06	2323.22	13570.697	63.39540108
1	4434.868	6.12	2323.22	27141.395	126.7908022
2	4434.868	9.18	2323.22	40712.092	190.1862032
3	4434.868	12.24	2323.22	54282.789	253.5816043
4	4434.868	15.3	2323.22	67853.487	316.9770054
5	4434.868	18.36	2323.22	81424.184	380.3724065
6	4434.868	21.42	2323.22	94994.881	443.7678076
7	4793.265	24.48	2323.22	117339.13	548.1487697
				497318.652	

Tableau .12 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques

(X-X) au niveau de chaque étage

Sens Y:

$T_{dyn}=0.715$

donc $F_t=0.07*0.715*1886.81=94.34$

$V-ft=1886.81-94.34484=1792.3752$

Niveau	$W_i (kn)$	$h_i (m)$	V-FT(KN)	$W_i \times h_i$	$F_i (KN)$
RDC	4434.868	3.06	1792.3752	13570.697	48.90985018
1	4434.868	6.12	1792.37516	27141.395	97.81970035
2	4434.868	9.18	1792.37516	40712.092	146.7295505
3	4434.868	12.24	1792.37516	54282.789	195.6394007
4	4434.868	15.3	1792.37516	67853.487	244.5492509
5	4434.868	18.36	1792.37516	81424.184	293.4591011
6	4434.868	21.42	1792.37516	94994.881	342.3689512
7	4793.265	24.48	1792.37516	117339.13	422.8993546
				497318.652	

Tableau .13 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques

(Y-Y) au niveau de chaque étage

IV.8.Vérification des déplacements :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

δ_k : Déplacement Horizontal à chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_K :Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

(L'article 5.10)du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_K \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible(égale à (1%he= 0,01 he).

• **Sens Longitudinal:**

Etage	δ_{ekx1} [cm]	$\delta_K = dr U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% he$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.5	0.5	3.06	CV
1	1.6	1.1	3.06	CV
2	3.0	1.4	3.06	CV
3	4.4	1.4	3.06	CV
4	5.7	1.3	3.06	CV
5	6.9	1.2	3.06	CV
6	7.8	1.0	3.06	CV
7	8.6	0.8	3.06	CV

Tableau .14 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm} \end{array} \right.$$

- Sens Transversal:

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K = dr Uy$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.6	0.6	3.06	CV
1	1.7	1.2	3.06	CV
2	3.1	1.4	3.06	CV
3	4.6	1.4	3.06	CV
4	5.9	1.4	3.06	CV
5	7.1	1.2	3.06	CV
6	8.1	1.0	3.06	CV
7	8.9	0.8	3.06	CV

Tableau .15 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY).

Donc : Les Déplacements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (**Article : 5.10**)du RPA99-v2003 set **Vérifié**.

IV.9.Vérification vis-à-vis De L'effet P-Δ:RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k

Sens Longitudinal :

Etage	P_k[kn]	Δ_k [m]	V_x [kn]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
7	4793.265	0.008	595.03	3.06	0.021060134	CV
6	9228.1334	0.01	1044.34	3.06	0.028876897	CV
5	13663.0018	0.012	1408.23	3.06	0.038048046	CV
4	18097.8702	0.013	1717.9	3.06	0.044756026	CV
3	22532.7386	0.014	1963.05	3.06	0.052515708	CV
2	26967.607	0.014	2147.19	3.06	0.05746171	CV
1	31402.4754	0.011	2273.42	3.06	0.04965414	CV
RDC	35837.3438	0.005	2323.22	3.06	0.025205427	CV

Tableau .16 : Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Longitudinal >.

Sens Transversal :

Etage	Pk[kn]	Δ_k [m]	V_y [kn]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
7	4793.265	0.008	493.93	3.06	0.025370825	CV
6	9228.1334	0.01	855.85	3.06	0.035236664	CV
5	13663.0018	0.012	1142.09	3.06	0.046914341	CV
4	18097.8702	0.014	1386.08	3.06	0.059737326	CV
3	22532.7386	0.014	1581.79	3.06	0.065173608	CV
2	26967.607	0.014	1733.27	3.06	0.071184067	CV
1	31402.4754	0.012	1841.94	3.06	0.066857206	CV
RDC	35837.3438	0.006	1886.81	3.06	0.037242383	CV

Tableau .17 : Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ)est négligeable pour les deux directions.

IV.10. vérification du moment de renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal:**

$$M_s = W \times L / 2 = 35837.3438 \times 30.5 / 2 = 546519.493 \text{kn.m}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	63.39540108	3.06	193.9899273
1	126.7908022	6.12	775.9597095
2	190.1862032	9.18	1745.909345
3	253.5816043	12.24	3103.838837
4	316.9770054	15.3	4849.748183
5	380.3724065	18.36	6983.637383
6	443.7678076	21.42	9505.506439
7	548.1487697	24.48	13418.68188
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			40577.27171

Tableau .18 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (XX).

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{524607.778}{33824.06} = 15.51 > 1.5 \Rightarrow (C.V)$$

- Sens Transversal:

$$MS=W \times L/2 = 35837.3438 \times 15.3/2 = 274155.7 \text{kn.m}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	48.90985018	3.06	149.6641
1	97.81970035	6.12	598.6566
2	146.7295505	9.18	1346.977
3	195.6394007	12.24	2394.626
4	244.5492509	15.3	3741.604
5	293.4591011	18.36	5387.909
6	342.3689512	21.42	7333.543
7	422.8993546	24.48	10352.58
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			31305.56

Tableau .19 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (YY).

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{274155.7}{31305.56} = 8.75 > 1.5 \Rightarrow (C.V)$$

Donc : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.11. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

a) centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}; Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

- **Position du centre de masse :**

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

1) Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

2) Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

c) Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

d) L'excentricité accidentelle : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) 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.

Sens X-X :

$$e_{ax} = 0.05 L_x \quad \text{avec : } L_x = 30.5 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad e_{ax} = 1.53 \text{ m}$$

Sens Y-Y :

$$e_{ay} = 0.05 L_y \quad \text{avec : } L_y = 15.3 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad e_{ay} = 0.77 \text{ m}$$

	Centre de masse		Centre de rigidite		Excentricite		Excentricite accidentale	
	G		R		calcule			
	X	Y	x	y	Ex	EY	ex	ey
Rdc	14.80	8.25	14.57	8.68	0.23	0.43	1.53	0.77
01	14.80	8.25	14.57	8.68	0.23	0.43	1.53	0.77
02	14.80	8.25	14.57	8.68	0.23	0.43	1.53	0.77
03	14.80	8.25	14.57	8.68	0.23	0.43	1.53	0.77
04	14.80	8.25	14.57	8.68	0.23	0.43	1.53	0.77
05	14.80	8.25	14.57	8.68	0.23	0.43	1.53	0.77
06	14.80	8.25	14.57	8.68	0.23	0.43	1.53	0.77
07	14.80	8.38	14.57	8.68	0.22	0.29	1.53	0.77

Tableau .20 : L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.12. Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

IV.13. Effets de la variation de température**IV.13.1.Introduction:**

La température et le retrait sont des contraintes appliquées, également appelées charges indirectes, qui créent des contraintes dans les structures hyperstatiques en raison des contraintes de déformation. La température et le retrait ont tendance à provoquer une déformation axiale ou des forces normales de traction ou de compression (dans le cas de limitations de déformation)

La contrainte produite par cette action dépend directement de la rigidité de la structure, ce qui signifie que moins la structure est rigide, plus la contrainte est faible.

IV.13.2.Dimension la structure dans les zones thermiques : CBA 93 l'article B 5.1

Dans les calculs relatifs à la "construction courante" et aux "constructions industrielles" on peut ne pas tenir compte des effets de la variation de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum suivants :

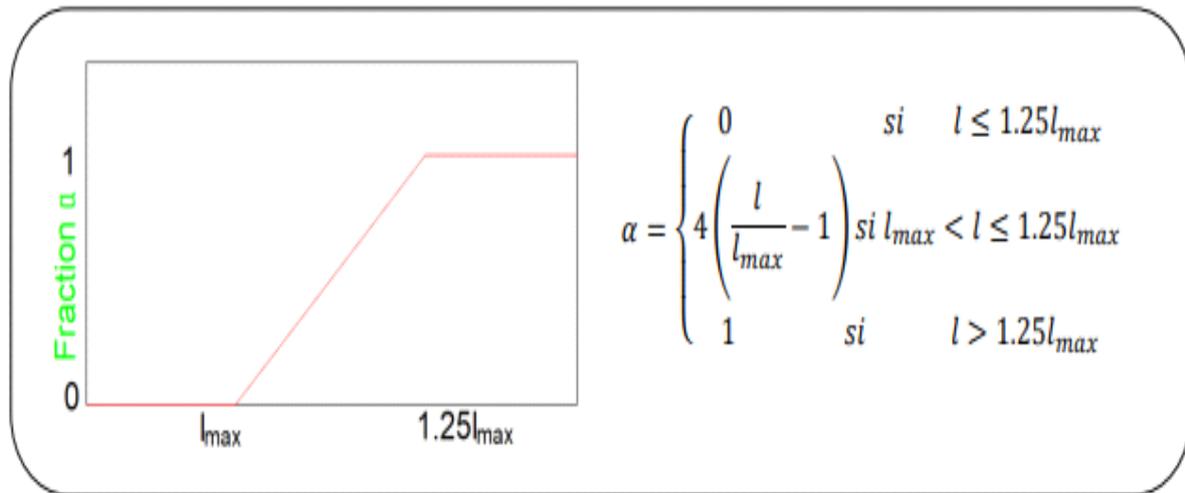
30m dans les Wilayas côtières à l'exception d'Oran, Ain Témouchent et Tlemcen qui rentrent dans la catégorie suivante.

25m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.

20m dans le moyen sud et l'extrême sud.

Vue que notre Project est implanté à Mostaganem avec une largeur de 15.6 m et longueur de 30.8 m.

Dans le cas d'un léger dépassement de ces limites de dimensions, il est admis de ne prendre en compte qu'une fraction α des effets des variations de température si la dimension du bâtiment dépasse la dimension maximale (l_{max}) mais que cette dimension est inférieure à $1.25l_{max}$.

Figure . 7 : Schéma de la fraction α .

IV.13.3. Vérifications de longueur maximale de l'effet de température :

- Sens-X :

$$l_{\max} = 30\text{m} \Rightarrow 1.25l_{\max} = 37.5\text{m}$$

$$\Rightarrow l = 30.8\text{m} < 1.25l_{\max} = 37.5\text{m} \Rightarrow \alpha = 0$$

- Sens-Y :

$$l_{\max} = 30\text{m} \Rightarrow 1.25l_{\max} = 37.5\text{m}$$

$$\Rightarrow l = 15.6\text{m} < 1.25l_{\max} = 37.5\text{m} \Rightarrow \alpha = 0$$

D'après le CBA93 les effets de retrait et température sont négligée à sens X et sens Y.

Chapitre V
Ferrailage des élément
porteurs

V. Ferrailage des éléments porteurs :

V.1.Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2.Les combinaisons d'actions :

V.2.1.Selon les BAEL 91:

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L. U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

V.2.2.Selon les R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q+E$$

$$G+Q-E$$

$$0.8G+E$$

$$0.8G-E$$

a) Pour le portique :

- *Les poteaux :*

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $G + Q \pm E$ (RPA99 -2003)
 $0.8G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (M_{max} , N_{corr}).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- La combinaison ($0.8G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale) .

- **Les poutres :**

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

Accidentelle : $\frac{G + Q \pm E}{0.8G \pm E}$ (RPA99 -2003)

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage supérieur au niveau des appuis .

- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

- **b) Les voiles :**

$\frac{G + Q \pm E}{0.8G \pm E}$ (RPA99v2003)

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Le ferraillage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

V.3. Ferraillage 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 ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

V.3.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL 91 :**

E.L.U : Situation durable : $1.35 G + 1.5 Q$

À l'ELS : $G + Q$

❖ **Selon les R.P.A 99 :**

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

V.3.2. Recommandations des RPA99/Version 2003 :

- **Armatures longitudinales :**

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal sera de :

0.8 % en zone IIa

Leur pourcentage maximal sera de :

- 3% en zone courante
- 6% en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone IIa

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa

- **Armatures transversales :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15\phi_t; 40\text{cm}; a+10\text{cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédents

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

➤ **RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (fe 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espace entre les armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

V.3.3. calcul le ferraillage :

Poteau(50×65):

$C = 4 \text{ cm}$; $S = 50 \times 65 (\text{cm}^2)$; acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ Mpa}$;

$L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU (1,35G + 1,5Q)		0.8G±E		G + Q ± E		ELS (G + Q)	
N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]	N _{MIN} [KN. m]	M _{Corr} [KN. m]	M _{MAX} [KN. m]	N _{Corr} [KN]	N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN. m]
2983.83	-4.93	-486.01	145.47	165.45	758.09	2173.31	-3.58

Tableau.2. : combinaisons des charges.

V.3.4.Ferraillage longitudinal

V.3.4.1.L'ELU : 1.35G+1.5Q

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article.A.4.3.5 du BAEL99** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{4.93}{2983.83} = 0.00165 \text{ m} = 0.165 \text{ cm} = 0.16 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après

$$\text{exécution) } e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.16 = 2.16 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$

h : Hauteur de la section du Poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du Poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.89 < \max(15; 1.05) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

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

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.65}\right) = 11.39$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(11.39/35)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.65} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm} .$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.16 + 0.77 \Rightarrow e = 2.93 \text{ cm} = 0.0293 \text{ m}$$

- Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2983.83 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 2983.83 \times 0.0293 = 87.42 \text{ KN.m}$$

N: Est effort de compression

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.65 \times 14.2 \times 10^3 = 861.39 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{Corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 87.42 + 2983.83 \times (0.61 - 0.65/2) \\ = 937.81 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 2983.83 \times (0.61 - 0.04) - 937.81 = 762.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \quad A = 861.39 \text{ KN.m} > B = 762.97 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est entièrement Comprimée.

- Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{937810}{14.2 \times 50 \times (61)^2} = 0,355$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0.355 < \mu \ell = 0.392 \text{ Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_l}] = 0,57$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0,77$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = 57.43 \text{ cm}^2$$

Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 57.43 - \frac{2983830}{100 \times 348} = -28.31 \text{ cm}^2$$

V.3.4.2:0,8G ± E :

$$N_{\text{min}} = -486.01 \text{ K N} ; M_{\text{cor}} = 145.47 \text{ KN.m.}$$

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_o + e_a$$

$$e_o = \frac{M_U}{N_U} = \frac{145.47}{486.01} = 0,029 \text{ m} = 2.9 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 2.9 = 4.9 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.77 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.9 + 0.77 \Rightarrow e = 5.67 \text{ cm} = 0.0567 \text{ m}$$

- Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = -486.01 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N \times e = -486.01 \times 0.0567 = -27.59 \text{ kN.m}$$

N: Est effort de compression

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.65 \times 18.5 \times 10^3 = 1122.2 \text{ kN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{cor} + N \times (d - h/2) = -27.59 - 486.01 \times (0.61 - 0.65/2) = -166.1 \text{ kN.m}$$

$$B = -486.01 \times (0.61 - 0.04) + 166.1 = -110.92 \text{ kN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 122.22 \text{ kN.m} > B = -110.92 \text{ kN.m}$$

Donc : La section est partiellement tendue.

- Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\Rightarrow \mu = -0.04 < \mu \ell = 0.392 \text{ Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_l}] = -0.05$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 1.02$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = -6.65 \text{ cm}^2$$

- Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -6.65 - \frac{-486010}{100 \times 400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

V.3.4.3 :G + Q ± E :

$M_{\max} = 165.45 \text{ KN.M}$; $N_{\text{corr}} = 758.09 \text{ KN}$

$e = e_1 + e_2$; $e_1 = e_0 + e_a$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{165.45}{758.09} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 22 = 24 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.77 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 24 + 0.77 \Rightarrow e = 24.77 \text{ cm} = 0.247 \text{ m}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$N_{\text{corr}} = 758.09 \text{ KN}$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{corr}} \times e = 758.09 \times 0.247 = 187.25 \text{ KN.m}$$

N: Est effort de compression

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.65 \times 18.5 \times 10^3 = 1122.2 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{Corrigé}} + N \times (d - h/2) = 187.25 + 758.09 \times (0.61 - 0.65/2) = 403.3 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 758.09 \times (0.61 - 0.04) - 403.3 = 28.8 \text{ KN.m}$$

Alors : $A = 1026.883 \text{ KN.m} > B = 28.8 \text{ KN.m}$

Donc : La section est entièrement Comprimée.

- **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \mu = 0.117 < \mu \ell = 0.392 \quad \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_l}] = 0,15$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_l) = 0,93$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = 17.64 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17.64 - \frac{758090}{100 \times 400} = -1.32 \text{ cm}^2$$

V.3.5. Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,8\%(b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{\text{min}} = 0.8\%(b \cdot h) = 0.008 \times 50 \times 65 = \mathbf{26 \text{ cm}^2}.$$

V.3.6. Leur pourcentage maximal :

- **Zone courante :**

$$A_{\text{max}} = 3\%(b \times h) = 0.03 \times 50 \times 65 = \mathbf{97.5 \text{ cm}^2}.$$

- **Zone de recouvrement :**

$$A_{\text{max}} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 50 \times 65 = \mathbf{195 \text{ cm}^2}.$$

V.3.7. Vérification de la condition de non fragilité :BAEL91 art A.4.2

Poteau(50x65):

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0.23 \times 50 \times 61 \times \frac{2.1}{400} = 3.68 \text{ cm}^2}$$

On adopte pour une section totale : 6HA20+2HA25=28.67cm²

DONC : $A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}^{\text{RPA}} ; A_{\text{min}}^{\text{BAEL}})$

Section	A _{T1} (cm ²)	A _{T2} (cm ²)	A _{T3} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	CHOIX	A _{corr} (cm ²)
50x65	-28.31	5.51	-1.32	26	3.68	26	6HA5=29.34cm ²	29.34 cm ²

Tableau .3.: récapitulatif du résultat

V.3.8.Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser , M ser).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 2173.31 \text{ KN}; M_{ser} = -3.58 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{3.58}{2173.31} = 0,0016 \text{ m} = 0,16 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,16 < \frac{h}{6} = 10,83 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 50 \times 65 + 15 \times 29.34 = 3690.1 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 32.5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 32.5 = 32.5 \text{ cm}$$

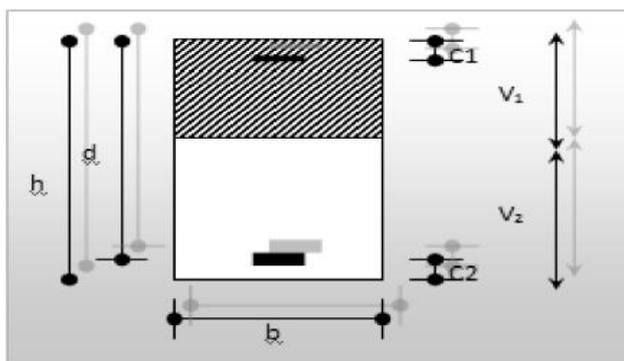


Figure.1 : schéma de poteaux.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (32.5^3 + 32.5^3) + 15[14.67(32.5 - 4)^2 + 14.67(32.5 - 4)^2]$$

$$= 1501742.058cm^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2173310}{100 \times 3690.1} = 5.9Mpa$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{3580}{1501742.058} = 0.0024$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.9 + 0.0024 \times 32.5 = 5.98Mpa$$

$$\sigma_b = 5.98Mpa < 15Mpa \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.9 + 0.0024(32.5 - 4)] = 89.526Mpa$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.9 - 0.0024(61 - 32.5)] = 87.474Mpa$$

$$\sigma_s^1 = 89.526 MPa \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 MPa \dots \dots \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 87.474 MPa \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 MPa \dots \dots \dots (C.V)$$

V.3.9. Armatures transversales :

V.3.9.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{max} = 128.61 KN$$

V.3.9.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{128.61 \times 10^3}{500 \times 610} = 0.42 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$\tau = 0,42 MPa < \bar{\tau} = 3,33 MPa \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée.

• **V.3.9.3. Calcul d'armature transversale :**

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=235$ MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$\rho_a = 3,75$ Si $\lambda_g < 5$.

$\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 3.29$$

On prend $\rho_a = 3.75$

V.3.10. L'espacement :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

• **Dans la zone nodale :**

RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]

_ Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$en zone IIa.

_ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_1$ en zone IIa .

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

10 cm en zone nodale

15 cm en zone courante.

V.3.11.Détermination d'Armature transversal A_t :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{H \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 128610 \times 10}{650 \times 400} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²**.

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** : $t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : $t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_l = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15\phi_\ell; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifiée.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	Nombre des barres	A_{choisie} (cm ²)	A_t choisie (cm ²)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
50x65	26	6HA25	29.34	3.14	10	15

Tableau.4. Résultat ferraillage de poteaux

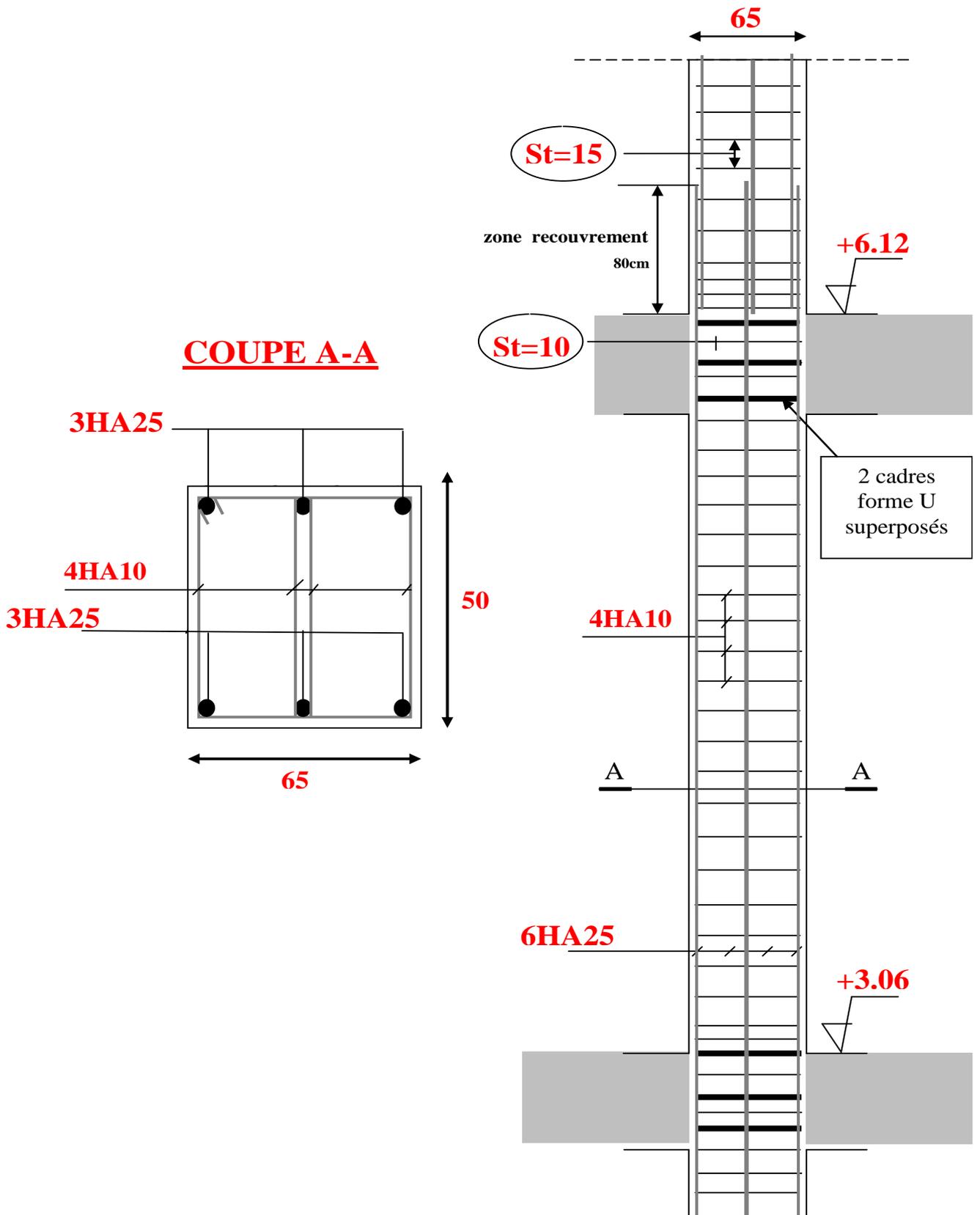


Figure .2. Schéma de ferrailage des poteaux

V.4.Ferrailage des poutres :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

•BAEL91:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1})$$

- **Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h \quad (\text{B.6.4})$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

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

Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable
- $\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

V.4.1.Détermination de l'armatures transversales :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

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

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot F_t}{S_t b_0} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Soit pratiquement } St \leq \frac{A_t \cdot F_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après

Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos a + \sin a)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures

droites : $K=1, \alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij}}{0.8 f_e}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{ij}}{f_e}$$

➤ **Vérification de la flèche :** (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

❖ $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

❖ $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

❖ $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec:

- ❖ Mt : moment MAX en travée.
- ❖ Mo: moment isostatique minimal
- ❖ B0 : largeur de la poutre.
- ❖ d: hauteur utile.
- ❖ A: Section d'armature.

V.4.2.Recommandation : RPA 99/version2003:

Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

Le pourcentage total 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.

La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ en Zone (IIa)**

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

V.4.3.Ferraillage longitudinal :

A. Poutre principal :

1. Armatures Longitudinales :

C=3 cm , b = 30cm , h = 45 cm , d = 42 cm

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Travée	89.37	0,12	0,392	0.16	0,94	6.53

❖ En Appuis :

➤ La nappe supérieure (G+Q+E) :

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
En Appuis	184.06	0,18	0,392	0,26	0,89	12.3

Vérifications nécessaires pour les poutres :

➤ BAEL :

- Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1,52 \text{cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

➤ RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

Tableau Récapitulatif :

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{max}	$A_{adopt} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	6.53	1.52	1.35	6.75	6.53	5HA14= 7.79
Appuis	12.3	1.52	1.35	6.75	12.3	2HA14+3HA20 = 12.5

Tableau.5. : Tableau Récapitulatif

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Elements	α	$M_u \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.16	89370	65320	1,37	0.435	Vérifier

V.5.5. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 89.37 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{h}{L} = \frac{0,45}{5,1} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{7,79}{30 \times 42} = 0,00618 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0,45}{5,1} = 0,088 \geq 0,063 \dots\dots\dots CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

- **Armatures transversales :**

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{450}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) = 11.42 \text{mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min}\phi, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{20 \times 0,4 \times 30}{235} = 1.02 \text{cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4HA8 avec $A_t = 1,51\text{cm}^2$ dans la zone nodale

5HA8 avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{max} = 177.75\text{KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{177750}{300 \times 420} = 1.41\text{Mpa}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

$$\tau_u = 1.41\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Présentation du ferraillage :

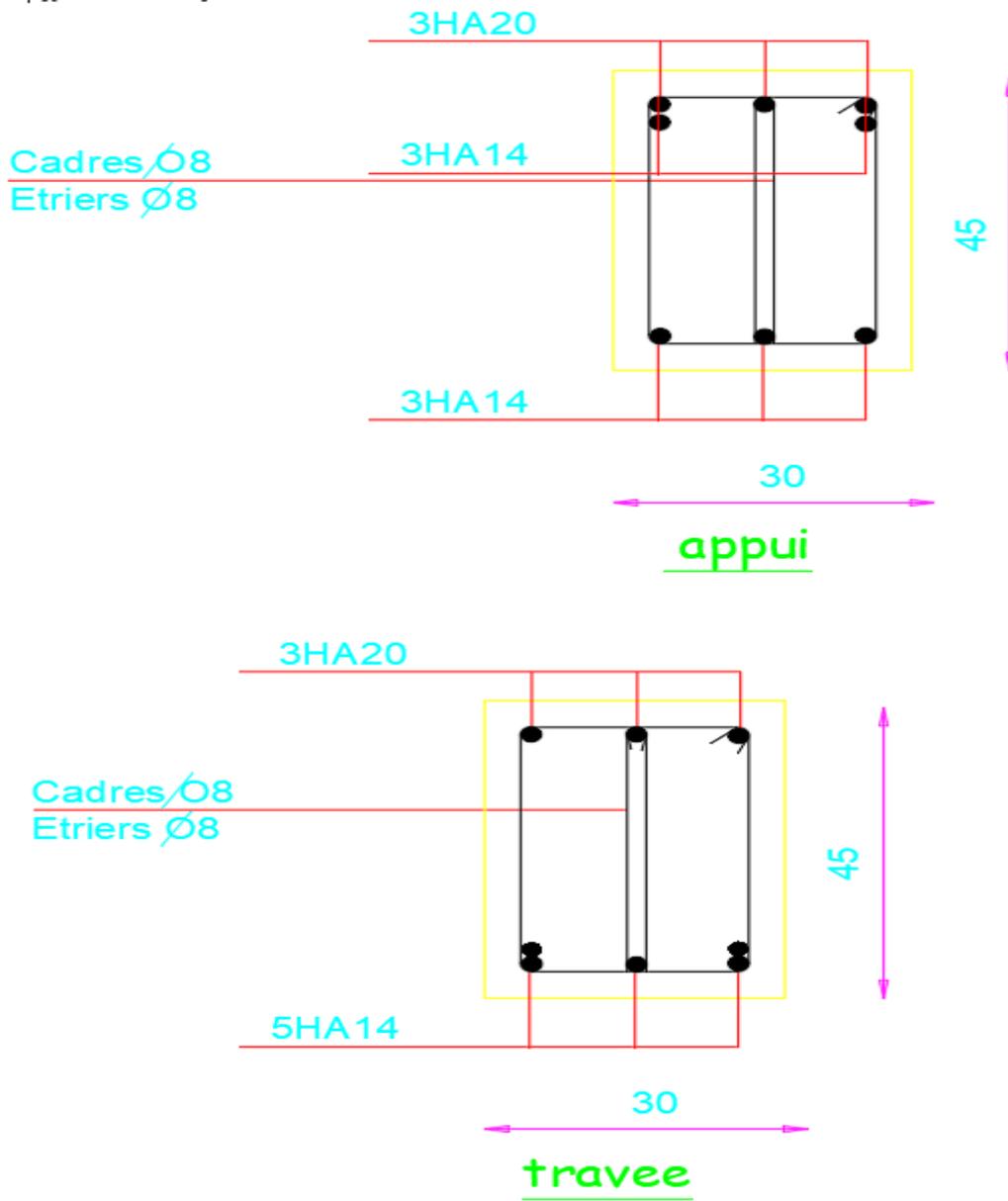


Figure3. Ferrailage des poutres principales

Poutre secondaire :

$$b = 30\text{cm} , h = 40\text{cm} , d = 37\text{ cm}$$

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2\text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

	M (kn,m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
travée	35.37	0.061	0.392	0.078	0.97	2.83

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

	M (kn,m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Appuis	139.15	0,18	0.392	0,25	0,98	10.47

Vérifications nécessaires pour les poutres :

➤ **BAEL :**

- **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1,34\text{cm}^2$$

Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2\text{ cm}^2 \dots\dots\text{pour la poutre secondaire}$$

➤ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{BAEL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^{RPa} \text{ (cm}^2\text{)}$	A_{max}	$A_{adopt} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.83	1.34	1.2	6	2.83	3HA12= 3.39
Appuis	10.47	1.34	1.2	6	10.47	3HA14+3HA16 = 10.65

Tableau.6. Tableau Récapitulatif poutre secondaire

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Elements	α	$M_u \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.25	35370	25880	1,37	0.435	Vérifier

Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 61.86 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{5} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 37} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0,40}{5} = 0,08 \geq 0,062 \dots\dots\dots CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}, 12, \frac{350}{10} \right) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

• **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min}\phi, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

• **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3T8 avec $A_t = 1,51\text{cm}^2$ dans la zone nodale

4T8 avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 57.83\text{KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{57830}{300 \times 370} = 0.52 \text{ Mpa}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

$$\tau_u = 0.52 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

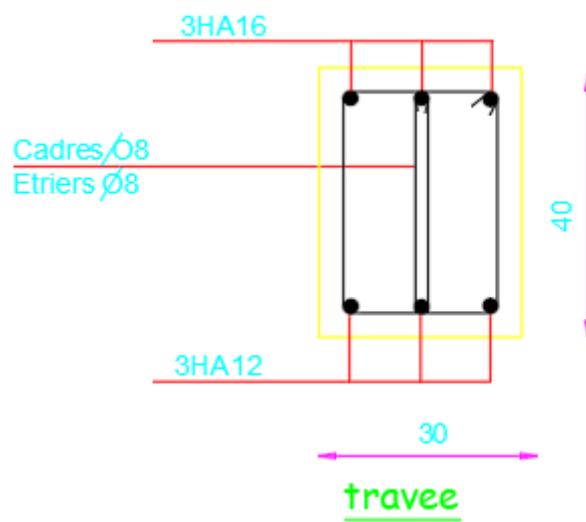
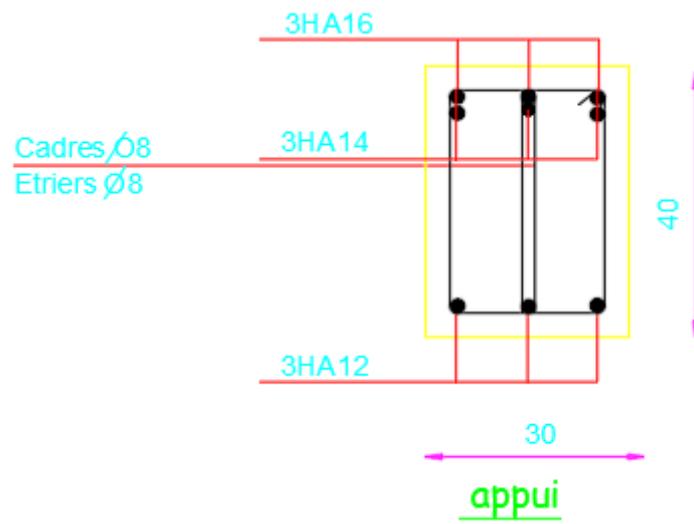


Figure 4. Ferrailage des poutres secondaire

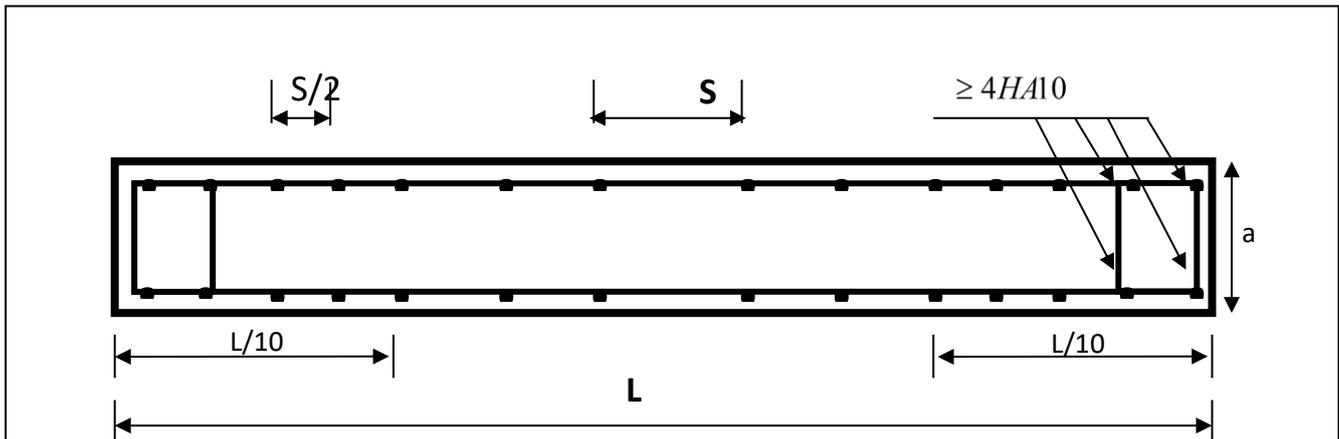
V.5. Ferrailage des voiles

v.5.Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.



VI.5.2.Types d'armatures :

- **Aciers verticaux :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée.

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 section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

• **Aciers horizontaux :**

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Règles générales :

❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- en zone courante 0,10%

❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

D'après le RPA Article 7.7.4.3 :

$$S \leq 1.5.a$$

$$S \leq 30cm.$$

$$S_t \leq \text{Min} (30cm ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure

❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de la zone d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

❖ La longueur de recouvrement doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} ; \text{ Avec } V = 1,4V_{calculé}$$

❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.5.2.1 : Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.5.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- 0,8G±E

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G+Q\pm E$

VI.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)

:

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$N_{\min} = 0,8 N_G \pm N_E = 0$ cas des voiles planes.

$M_{\max} = 0,8 M_G \pm M_E$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

- $N_{\text{corr}} = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M_{\text{max}} = M_G + M_Q \pm M_E$

VI.5.5. Calcul de la section d'armature:

VI.5.5.1. Ferrailage vertical :

- **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✓ Entièrement tendu (S. E. T).
- ✓ Entièrement comprimée (S. E. C).
- ✓ partiellement comprimée (S. P. C).

- **Etape de calcul :**

Détermination de la nature de la section :

- ❖ Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $:h/6$)
- ❖ Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e=M/N$).

Calcul des sections suivant leurs natures :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c) - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

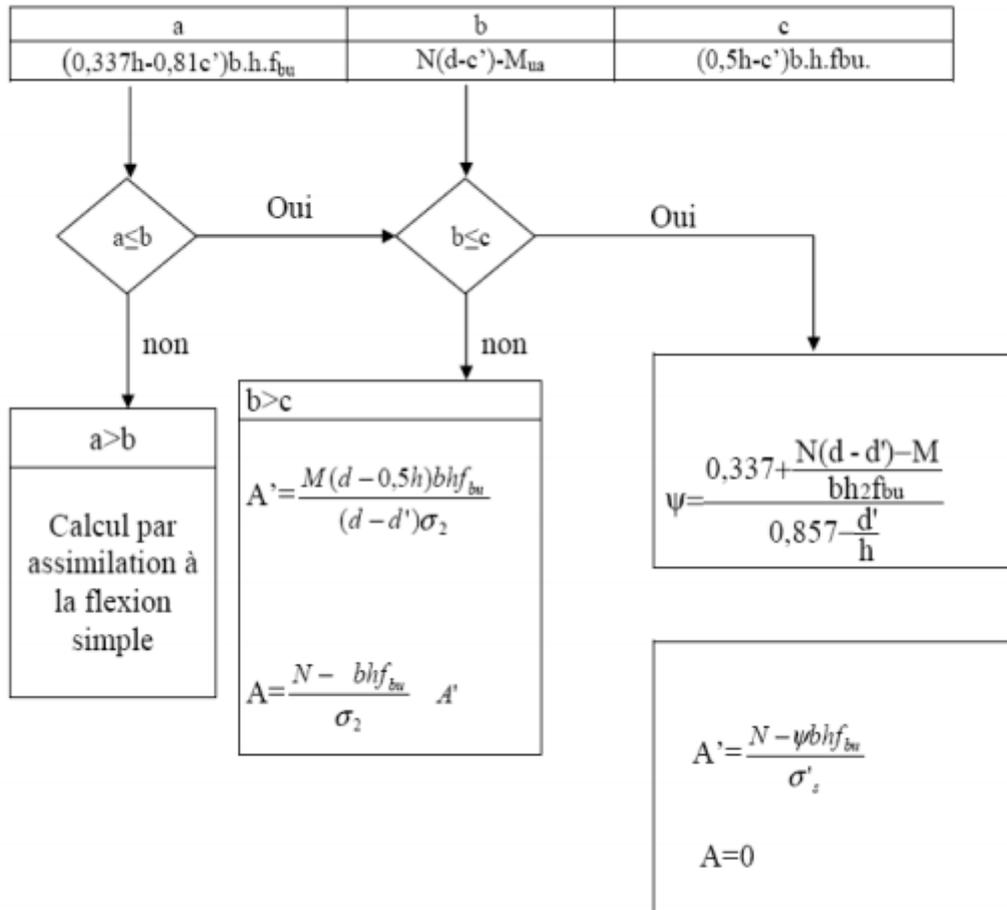


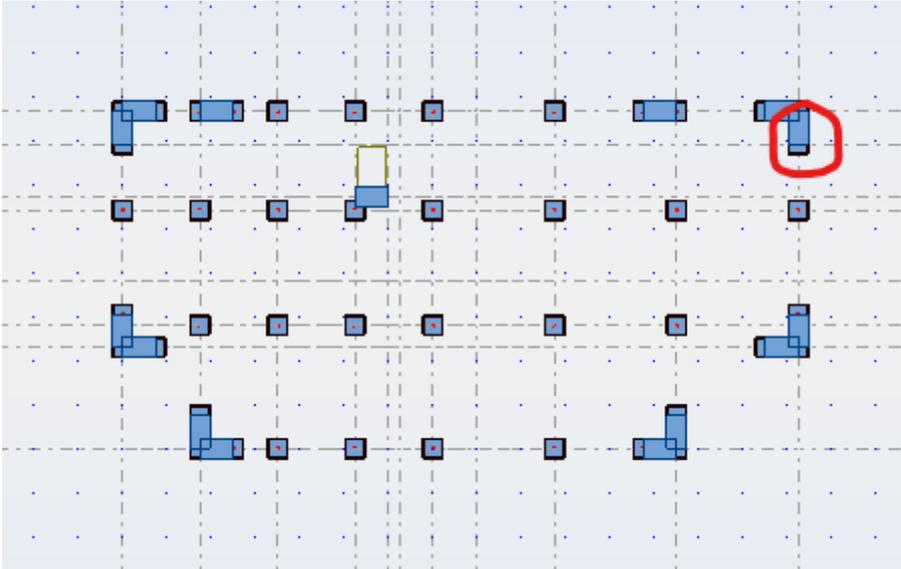
Figure 5.: Organigramme de flexion composée

VI.5.6 : Calcul de la section des armatures :

VI.5.6 .1. Armatures verticales :

Exemple de calcul (RDC) :

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :



Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

Détermination des sollicitations : (G+Q± E)

Soit le voile ‘VL 1’ niveau RDC

M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	T(KN)
347.15	511.60	113.98

Tableau 7 : les résultats des efforts.

$$h = 1.5 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm} ; d = h - c = 1.5 - 0,05 = 1.45 \text{ m} ; e = 0,16 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{1.5}{250} \right\} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N} = \frac{347.15}{511.6} = 0.68 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0,02 + 0.68 = 0.7 \text{ m}$$

V.5.6.2. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \cdot e}{H} = \frac{20 \times 0,16}{1,5} = 2,13$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{1,5} = 1,428$$

$$\frac{l_f}{h} = 1,428 < 15 \dots \dots \dots (c. v)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 4,95$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \Rightarrow \alpha = \left\{ \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{4,95}{35}\right)^2} = 0,85 \right.$$

φ: Généralement égal 2.

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 1,5} \times (2 + 0,85 \times 2) = 0,0033 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,7 + 0,0033 = 0,703 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrige}} = N_{\text{utm}} \times e = 511,60 \times 0,703 = 359,65 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$M_{\text{corrige}} = 359,65 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 511,6 \text{ KN}$$

$$A = (0,337 L - 0,81 c'). L.a.\sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 1,5 - 0,81 \times 0,05) 1,5 \times 0,16 \times 18,5$$

$$A = 2064,6 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - L/2) = 359,65 + 511,6 \times (1,45 - 0,75) = 717,77 \text{ KN.m}$$

$$B = 511,6 (1,45 - 0,05) - 717,77 = -1,53 \text{ KN.m}$$

A > B donc la section est partiellement comprimée.

V.5.6. 3 Calcul de ferrailage :

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_f = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

M(KN.m)	μ	μ_l	α	β	$A_f(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
717.77	0,11	0,392	0,15	0,94	13,19	0,4

V.5.6.4. L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

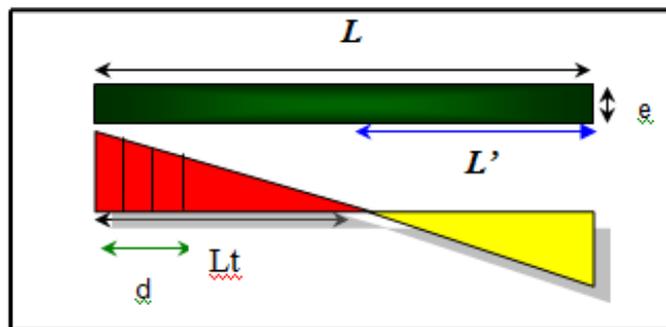


Figure 6. : Les contraintes dans le voile

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{511,6 \times 10^3}{160 \times 1500} + \frac{6 \times 347.15 \times 10^6}{160 \times (1500)^2} = 7.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{511,6 \times 10^3}{160 \times 1500} - \frac{6 \times 347.15 \times 10^6}{160 \times (1500)^2} = -3.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 1.5 \times \frac{|3.65|}{|7.92| + |3.65|} = 0,31 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2L_t = 1.5 - 2 \times 0,31 = 0.88 \text{ m}$$

Alors: $A_{min}^{RPA} = 0,002 \times L_t \times a = 0,002 \times 31 \times 16 = 0.992 \text{ cm}^2$

VI.5.6.5 .Le pourcentage minimum d’armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 16 \times 150 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

Dans la zone tendue :

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(13,19; 0.992)$$

Alors on prend : $A = 13,19 \text{ cm}^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t = 1.5 - 2 \times 0,31 = 0.88 \text{ m} > 0$$

$$A_{min\ 2} = 0,001 \cdot b \cdot h' = 0,001 \times 16 \times 88 = 1,408 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 13,19 + 1,408 = 27,788 \text{ cm}^2 > 3.6 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{ condition vérifier.}$$

Choix des armatures :

$$A_{nap\ 1} = A_{nap\ 2} = \frac{A_{adopt}}{2} = \frac{13,19}{2} = 6,6 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{nap\ 1} = A_{nap\ 2} = 10\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2$

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{tot} (cm ²)	A ^g (cm ²)	Condition	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
RDC	13,19	1,408	27,788	3.6	vérifier	A _{tendu} =12HA12	13,57

Tableau .8. : Armatures des voiles.

➤ L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 16; 30 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{12; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

VI.5.6.6. 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 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a \cdot d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T = 113,98 \text{ kN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a \times d} = \frac{1,4 \times 113980}{160 \times 1450} = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots (\text{c.v})$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.5.6.7. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

VI.5.6.8. Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003)

7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^g = 0,0015 \times b \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\text{min}}^c = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 16 \times 100 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 8\phi 6 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.5.6.8.1. Les Armatures Transversal :

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.5.6.8.2. Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend :

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ Mpa}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

N=511.60 KN

M=347.15 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{511,6 \times 10^3}{160 \times 1600} + \frac{6 \times 347,15 \times 10^6}{160 \times (1500)^2} = 7,78 \text{ MPa} < 18,5 \text{ MPa}$$

VI.5.6.9. Ferraillage de voile :

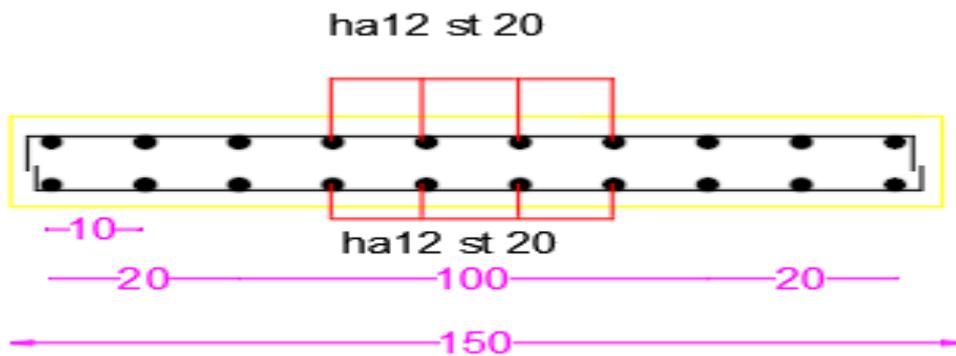


Figure7.ferraillage des voiles

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2 : Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VI.3 : Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

VI.4 : Calcul des fondations :**VI.4.1 : Présentation de rapport de sol :**

Le bâtiment est à usage administratif dans la wilaya :

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $\sigma=1.90$ bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S3 (**sol meuble**)
- Ancrage des fondations : $D = 1.8$ m

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}}< 50 \%\right)$$

VI.4.2 : Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S_{semelle} : La surface totale de la semelle.

$$\sigma_{\text{sol}}=1.90\text{bars}=190 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{selon le rapport de sol})$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- A L'ELS

$$N_{\text{ser}}=N_G+N_Q$$

$$N_{\text{ser}}=38728.15\text{KN} \quad \text{Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{38728.15}{190} = 203.9 \text{ m}^2$$

VI.4.3 : Vérification du chevauchement :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}}< 50 \%)$$

$S_{\text{bâtiment}}$ = la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{203.9}{405.65} = 0.5027$$

$$50.27\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- Augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Réduction des tassements différentiels.
- Facilité d'exécution.

VI.5 : Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

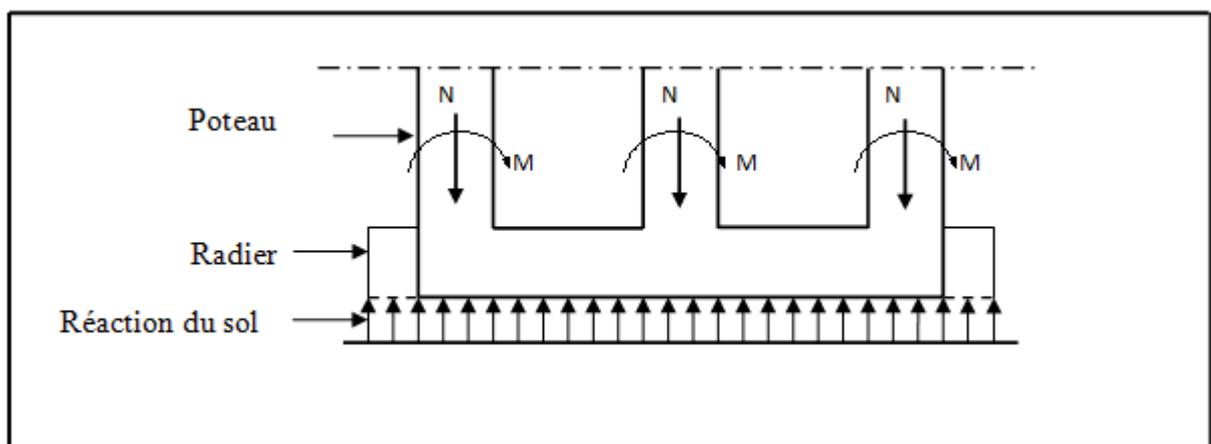


Figure.1 : Schéma du Radier

VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier :**a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :**- Sous voiles :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

L_{\max} : Longueur maximale entre deux voiles successifs.

h : Epaisseur du radier.

$$L_{\max} = 7.8 \text{ m}$$

$$0.975 \text{ m} \leq h \leq 1.56 \text{ m} \text{ On prend : } h = 1.2 \text{ cm}$$

- Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux.

h : Epaisseur du radier.

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 30 \text{ cm}$$

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = 51 \text{ cm} \text{ on prend : } h = 55 \text{ cm}$$

c) Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : Coefficient de raideur du sol ($5\text{MPa} \leq K \leq 120\text{MPa}$)

Nous optons pour $K = 4000\text{t/m}$ pour un sol de densité moyenne

b : Largeur du radier (bande de 1m).

$L_{\max} = 5.1\text{m}$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.1^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.74 \text{ m}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.144}{4000 \times 1}} = 4.64 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \times 5.1 = 3.25 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion:

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_t = 120\text{cm}$ Nervure

$h_r = 30 \text{ cm}$ Dalle

$b = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

VI.5.2 Calcul de surface minimale du radier:

$$\text{ELU: } N_u = 52954.95 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 38728.15 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{52954.95}{190} = 278.71 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{38728.15}{190} = 203.9 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 405.65 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 278.71 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > la surface de radier

La surface de bâtiment est supérieure à la surface du radier On n ajoute un débordement (D).

Remarque:

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radier}} = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 120 \text{ cm.}$$

- Poids du radier :

$$G = (405.65 \times 0.30 \times 25) = 3042.375 \text{ KN}$$

- Combinaisons d'actions :

$$N_u = 52954.95 + 1.35 (3042.375) = 57062.15 \text{ KN}$$

$$N_s = 38728.15 + 3042.375 = 41770.525 \text{ KN}$$

VI.5.3 : Vérifications de radier :**a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{S \times 2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{57062.15 \times 1 \times 5.1}{405.65 \times 2} = 358.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{358.7}{1000 \times 270} = 1.33 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

b-1 : Vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :
(Article A.5.2.42) BAEL 91.

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge revenant du poteau le plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante
2983.83KN.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \cdot 2 = (0,5 + 0,65 + 2 \times 1,2) \times 2 = 7.1m$$

$$N_u = 2983.83 \text{KN} \leq \frac{0.07 \times 7.1 \times 1.2 \times 25000}{1.5} = 9940 \text{KN} \dots\dots\dots CV$$

b-2 : Vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \cdot 2 = (0.16 + 1.5 + 2 \times 1.2) \times 2 = 8.12m$$

$$N_u = 842.31 \text{KN} \leq \frac{0.07 \times 8.12 \times 1.2 \times 25000}{1.5} = 11368 \text{KN} \dots\dots\dots CV$$

Vérification à l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous les efforts de sous pression hydrostatique, on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W: Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h: Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$).

S: Surface de radier ($S = 405.65 \text{ m}^2$).

- $W = N_T = 41770.525 \text{ KN}$
- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 10952.55 \text{ KN}$
- $W = 41770.525 \text{ KN} \geq 10952.55 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier:

- **Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :**

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 14.86 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8.44 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie d'un radier :**

$$I_{y-y} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 9103.175 \text{ m}^4$$

$$I_{x-x} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 36175.1 \text{ m}^4$$

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x_g	14.86	14.8	0.06	
y_g	8.44	8.25		0.19

Tableau VI.1 : Centre de masse

VI.5.5 : Vérification de la stabilité :**- Vérification de la stabilité du radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment derenversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens : transversal et longitudinal sous lescombinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

a) Vérification de la stabilité au renversement sous(0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : Excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art. 10.1.5), le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N _{tot} (KN)	44906.41	44279.42
M (KN.m)	3950.82	2766.35
e (m)	0.087978	0.062474
L / 4 (m)	7.7	3.9
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau .2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier

b) Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{MX_G}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{MY_G}{I}$$

$$N_T = 51756.11 \text{KN}$$

$$M_{x-x} = 3946.10 \text{KN.m}$$

$$M_{y-y} = \mathbf{3021.53} \text{KN.m}$$

$$S = 405.65 \text{m}^2$$

$$I_{x-x} = 9103.175 \text{m}^4$$

$$I_{y-y} = 364175.1 \text{m}^4$$

$$X_G = 14.86 \text{m}$$

$$Y_G = 8.44 \text{ m}$$

Tableau .3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.

	G+Q+E			$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	Observation
	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)		
Sens (X-X)	134.029	121.14	130.8	190	Vérifiée
Sens (Y-Y)	127.66	127.52	127.625	190	Vérifiée

VI.5.6 : Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode du BAEL91 annexe E-3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

a) Méthodes de calcul:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: Coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et ν (On prend: 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Panneau de rive	Panneau Intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_x$

Tableau .4 : Résultats des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

b) Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 57062.15/405.65$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$ $q_{ser} = 41770.525/405.65$
$q_u = 140.67 \text{KN/m}$	$q_s = 102.97 \text{KN/m}$

Tableau VI.5. : Moments fléchissants dans le radier.

c) Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive :

(5.6m×5.5m)

1. P'ELU :

$$v = 0 \quad q_u = 140.67 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 5.5/5.6 = 0.982 \quad ; \quad 0.4 < 0.98 < 1$$

alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0385$$

$$\mu_y = 0.956$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- donc les moments sont:

- Tableau .6. tableau les moments

	M	M _t	M _a
Sens X-X	163.83	139.25	46.986
Sens Y-Y	156.62	133.127	49.149

- Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$b = 100\text{cm}; \quad C = 5 \text{ cm} ;$$

$$dx = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 30 - 4 - 2/2 = 25 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 23 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 25 \times 2.1/400 = 3.02 \text{ cm}^2$$

- Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1/400 = 2.8 \text{ cm}^2$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	46.986	139.25	49.149	133.127
μ	0,0529	0.1569	0.065	0.177
$\mu < \mu_1$	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
A^*	00	00	00	00
α	0,068	0.214	0.084	0.245
β	0,972	0.914	0.966	0.901
A_s (cm ²)	5,56	17.51	6.36	18.45
A_s min (cm ²)	3.02	3.02	2.8	2.8
Choix des barres	5HA12	7HA20	5HA14	7HA20
A_s Choix (cm ²)	5.65	21.99	7.7	21.99
Espacement (cm)	25	15	25	15

Tableau .7 :Ferrailage de radier à l'ELU.

2 l'ELS :

$$v = 0.2 ; \quad q_s = 102.97 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.982$$

→ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0632$$

$$\mu_y = 0.71$$

- donc les moments sont:

	M	M _t	M _a
Sens X-X	196.85	167.323	59.055
Sens Y-Y	139.77	118.805	41.931

- Calcul des armatures :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ (2/3)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	59.055	167.323	41.931	118.805
μ	0,066	0.188	0.055	0.158
μ < μ ₁	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
A*	00	00	00	00
α	0,086	0.263	0.071	0.216
β	0.965	0.8954	0.971	0.913
As (cm ²)	7.04	21.5	5.4	16.25
As min (cm ²)	3.02	3.02	2.8	2.8
Choix des barres	5HA14	7HA20	5HA12	6HA20
As Choix (cm ²)	7.7	21.99	5.65	18.85
Espacement (cm)	25	15	25	20

Tableau .8. Ferrailage de radier à l'ELS.

c) Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{140.67 \times 5.5 \times 5.6}{2 \times 5.6 + 5.5} = 258.20 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{258.2 \times 10^3}{1000 \times 250} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.3; 4 \text{ MPa})$$

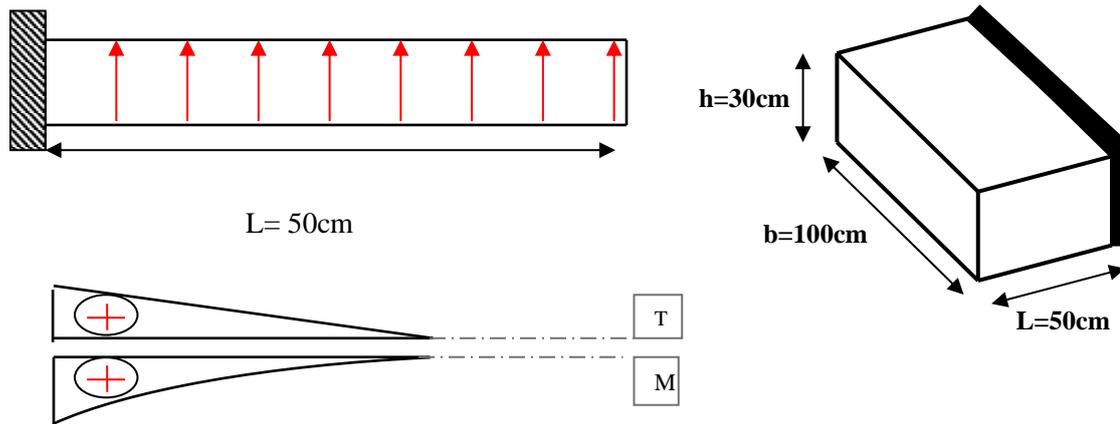
$$\tau_u = 1.04 \text{ MPa} < \tau = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.7 : Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	30	25	50	140.67	102.97

a) Présentation schématique :



$$T_{\max} = q \times L$$

$$M_{\max} = q \times L^2 / 2$$

Figure .2 :Schéma statique du débord du radier

a) Calcul des armatures:

$$M_{\max} = q \times \frac{L^2}{2}$$

$$A_{\max}^{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

	M_{\max}	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{Adop}(\text{cm}^2)$
ELU	17.59	0.0198	0.025	0.989	2.05	7.5	3.62	5HA14 = 7.70
ELS	12.87	0.014	0.018	0.992	1.5	7.5	3.62	5HA14 = 7.70

Tableau.9 : Ferrailage du débord du radier.

$$A_s = \max (A_{BAEL}, A_s, A_{s \min}).$$

$$\text{Donc : } A_s = 7.50 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A=7.70= 5\text{HA}14$ /ml avec un espacement 20 cm

Armature de répartition :

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

Donc on choisit $A=2.51 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}8$ avec un espacement 20 cm

a) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 140.67 \times 0.5 = 70.335 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{70.335}{250 \times 1000} = 0.281$$

$$\tau_u = 0.281 < \bar{\tau}_u = 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6 : Les sollicitations sur les nervures :

$$q_u = 140.67 \text{ KN/m}^2 \quad q_s = 102.97 \text{ KN/m}^2$$

Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$$

P : Charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

P : Charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

Remarque :

Nous allons calculer l'armature dans les deux cas : ELU et ELS ; et en prenant le plus grand moment dans les deux sens et le généraliser sur les nervure.

VI.6.1 : Calcul les moments avec le logiciel ROBOT**a) Diagrammes des sollicitations :**

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT**.

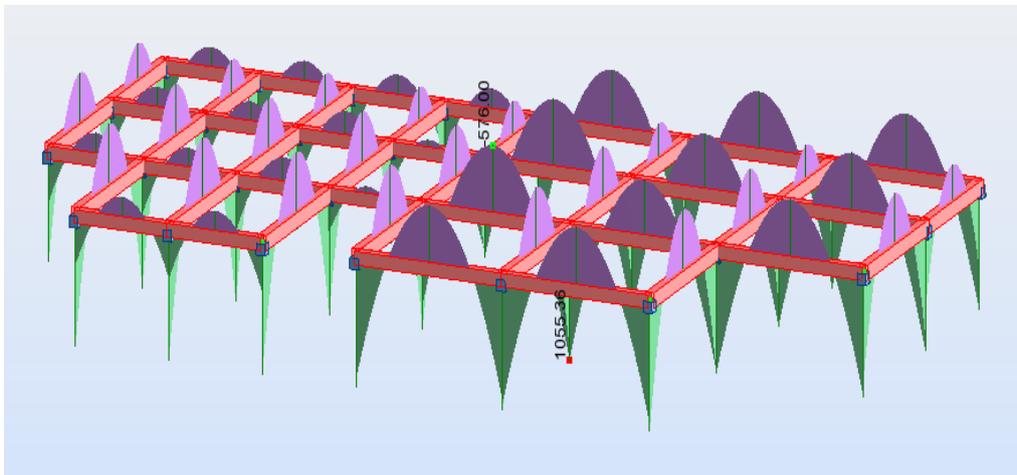
A L'ELU:

Figure.3 : Diagramme des moments fléchissant ELU.

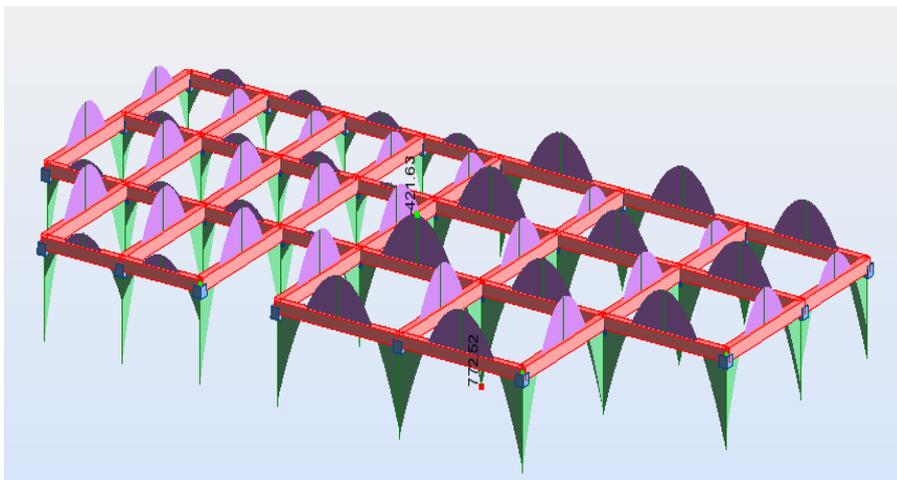
A L'ELS :

Figure.4. Diagramme des moments fléchissant 'ELS

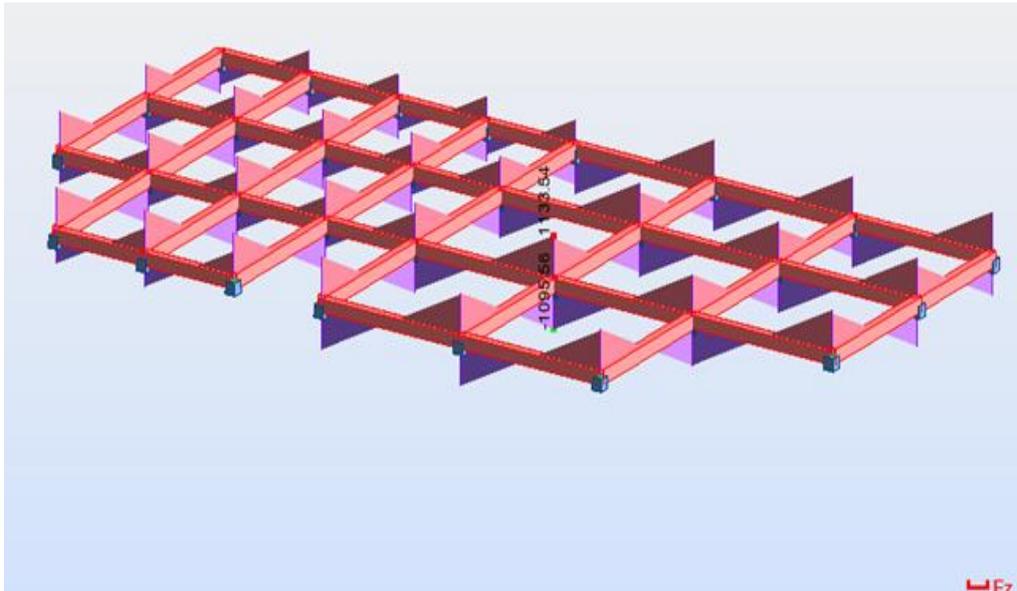


Figure.5 : Diagramme des efforts tranchant

VI.6.2 : Calcul du ferrailage :

a) Enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2} \quad ; \quad \varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{120}{10} = 12$$

$$c_0 \geq 1cm \Rightarrow c_0 = 1cm. \quad \Rightarrow c \geq 1 + \frac{12}{2} = 7$$

- Alors on adopte $c = 7$ cm.

b) Calcul des armatures longitudinales section (50X80) :

ELU :

- En travée : $M_{\max} = 576 \text{KN.m}$

- En appuis : $M_{\max} = 1055.36 \text{KN.m}$

ELS :

- En travée : $M_{\max} = 421.63 \text{KN.m}$

- En appuis : $M_{\max} = 772.52 \text{KN.m}$

c) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

ELU : $\sigma_b=14.2$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa

ELS : $\sigma_b=15$ MPa; $\sigma_s=201.63$ MPa

d) Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_i}$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- section minimale selon le RPA :

$$A_{RPA} = 0.5\% b.h$$

Cas		M [KN.m]	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	1055.36	0.086	0.113	0.954	27,88	4.52	6.6	33	/
	Travée	576.00	0.047	0.060	0.975	14,81	4.52	6.6	33	/
ELS	Appuis	772.52	0.078	0.101	0.959	34,35	4.52	6.6	33	7HA25=34.36
	travée	421.63	0.043	0.055	0.9780	18.5	4.52	6.6	33	7HA20=21.99

Tableau .10 : Ferrailage de la nervure

VI.6.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_{u \max} = 1133.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1133.54}{550 \times 115} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \tau = 3.3 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et ils déposent des cadres comme des armatures minimales :

- **Armatures transversales minimales**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min(30, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2}$$

$$S'_t \leq 60 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

VI.6.4 : État limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{120}{550} = 0,218 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition. vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{34,36}{55 \times 115} = 0,00532 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition. vérifier}$$

VI.7 : Présentation du ferrailage :

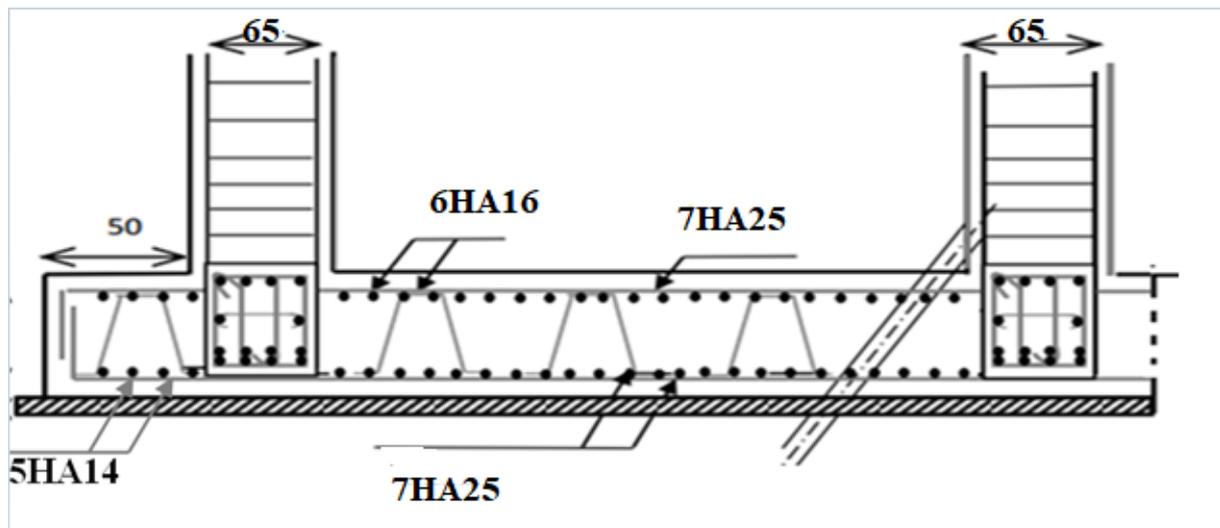


Figure.6 : Ferrailage de la dalle du radier

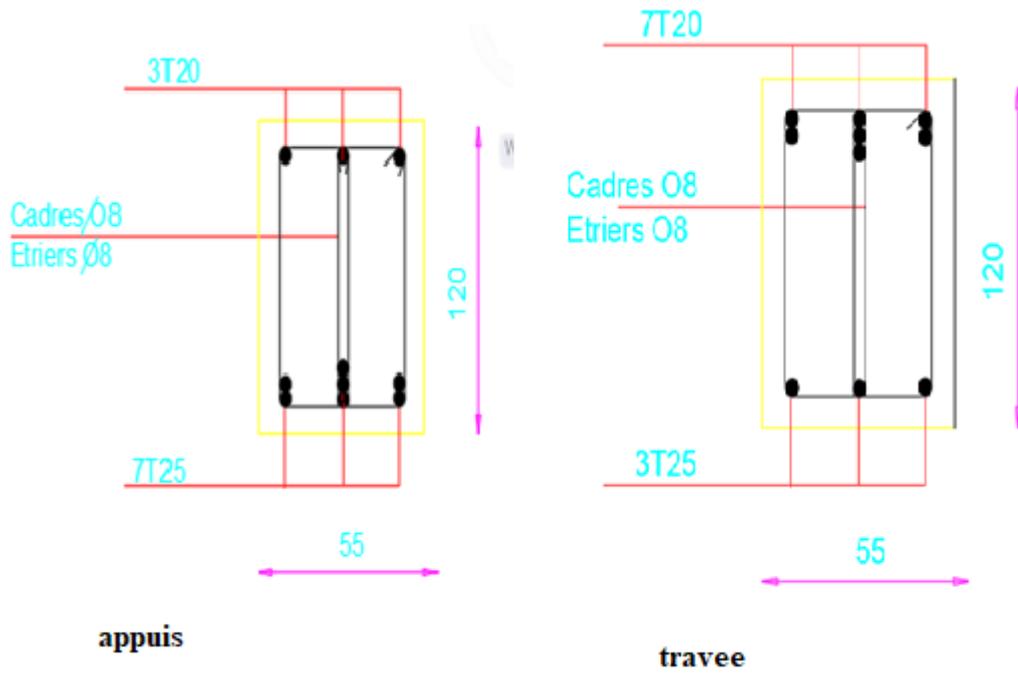


Figure .7 : Ferrailage de la nervure en travées et en appuis

VI.8.LONGRINE

La longrine (ou le dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20KNRPA99(\text{art } 10.1.1)$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	I	Ila	Ilb et III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20KN \Rightarrow F = \frac{2173.310}{12} = 181.11KN \geq 20KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x30) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

VI.8.a Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{179.75}{201.66} = 8.98 \text{ cm}^2$$

VI.8.b Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{min} = 6\%. B' = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_s; A_{min}^{RPA})$

On adopte : 6T14 = 9.24 cm²

VI.8.c LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$St \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi\ell); \quad St = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\Phi 8$ et étrier en $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

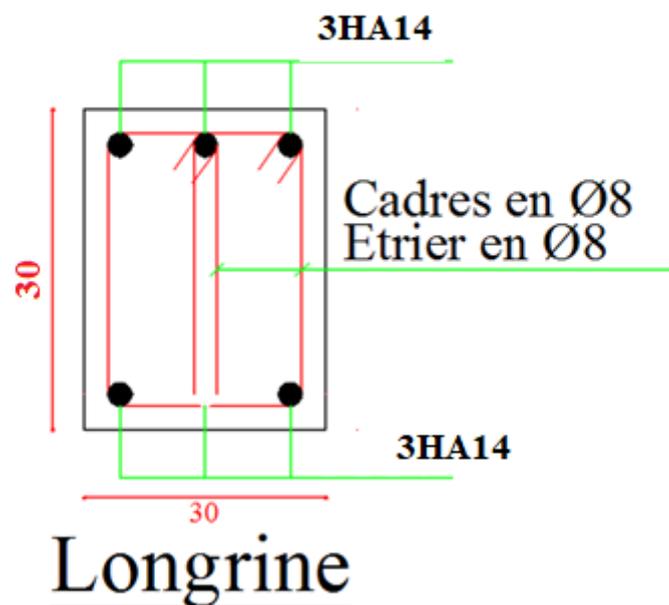


Figure.8 :Ferrailage de longrine.

VI.9.La dalle flottante

1.INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terreplein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

2.MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

2.1.Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

2.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus. Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

2.3. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

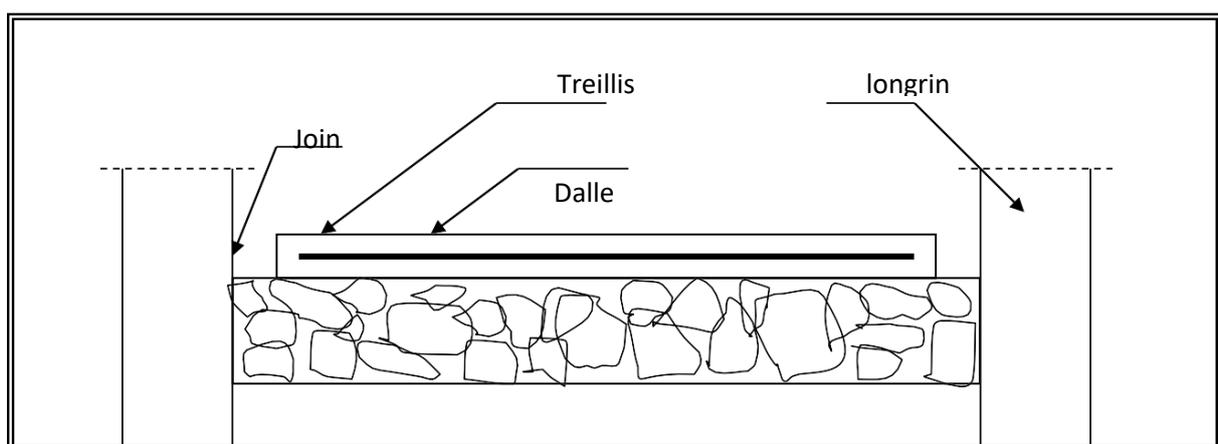


Figure.09 Schéma de la dalle flottante.

Conclusion général

Dans cette étude, nous pensons avoir réussi à donner un aperçu général de la plupart des pièces étudiées. Ces recherches nous ont permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes des calculs de structure et de nous familiariser avec l'ensemble des réglementations en vigueur. Nos intérêts sont doubles, l'un est d'apprendre à comprendre les problèmes complexes du calcul structurel, et l'autre est de faire le premier pas vers la résolution de problèmes pratiques spécifiques.

Les conclusions tirées de ces travaux sont résumées dans les points suivants :

- Les planchers ne sont pas nécessairement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces agissant sur leur plan et les transmettre aux éléments porteurs.
- Dans l'étude dynamique, plusieurs dispositifs ont été essayés, mais ils ont donné des résultats qui n'étaient pas conformes aux recommandations du RPA. Les variantes retenues ont donné des résultats acceptables en termes d'effort et de déplacement.
- Par rapport à la méthode statique équivalente proposée par RPA 99 édition 2003, la méthode numérique d'étude dynamique utilisée par le logiciel de calcul de structure donne la meilleure valeur d'effort. C'est pourquoi RPA recommande que les valeurs modales combinées aboutissent à une force sismique de base V_t non inférieure à 80 % de la force sismique résultante déterminée par la méthode statique équivalente V .
- Il est indéniable que l'analyse sismique est une étape décisive dans la conception parasismique des ouvrages. En effet, d'éventuelles modifications du système de support peuvent être apportées lors de cette étape. Par conséquent, les résultats issus de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que provisoires lors du calcul structurel.
- Etudes infrastructurales, du fait de la faible capacité portante du sol support et de l'importance de l'ouvrage, il est conçu comme un radier universel pour bien supporter les charges transmises par l'ouvrage au sol.

Cependant, ce travail n'est pas une fin en soi, mais une étape concrète vers l'expérience, l'intuition et le développement de l'esprit créatif d'un ingénieur.

Bibliographie

Les règlements :

-  **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.
-  **CBA93** :regles de conception et de calcul des structures en beton arme .
-  **RNV 1999**:Règlement neige et vent
-  **DTR BC 2.2** :charges permanentes et charges d'exploitation

Cours :

-  Béton armé.
-  Dynamique des structures.
-  Résistance des matériaux.

Logiciels :

- ROBOT 2014
- AUTOCAD 2016
- WORD + Excel 2007