

République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'Enseignement Supérieur et la
recherche Scientifique
Centre universitaire de Tissemsilt Ahmed Ben
Yahia El Wancharissi

Thème

ETUDE D'UN R+3 PARKING EN BETON ARME

Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme
Master 02 en génie civil
Option : structure

Encadré par :

TABET Mohamed

Réalisé par:

Chellab Houria

Membres du jury :

Bouzriba Asma -----Président

Benscer Raouf----- Examineur

Thabet Mohamed ----- Encadreur

Tissemsilt 2017/2018

REMERCIEMENTE

T out d'abord, je veux remercier Dieu , le Miséricordieux ,de m' avoir donne la force et la courage de réaliser cet humble travail.

Nous citons nommément :

A notre superviseur *M JABET Mohamed* pour avoir accepte de prendre soin de nous

Pour tous les enseignants G C sans exception qui ont contribue a notre formation avec beaucoup d' habileté et dévouent

Pour les personnes de BET.EURL .TSTO en particulier Mer *N Othman*, Mer *O Abd elkader* et Mer *L Mohamed*.

Je voudrais remercier mon frère et ami *Mohamed makdoud* pour leur travail continu avec moi

Enfin, je voudrais remercier *Zhoudja Ali*.

Dédicace

Il n'y a rien de beau à offrir comme le fruit d'un travail consacré du fond de notre cœur à ceux que nous aimons et nous les remercions d'exprimer notre gratitude et notre gratitude tout au long de notre existence.

Je dédie cet humble travail.

En mémoire de mon père Pour ceux qui aiment la fantaisie. Ma mère, sans elle, ne serait pas arrivée à ce stade de l'étude, Que Dieu m'aide à l'honneur, au service et à la satisfaction.

Pour ma famille et mes proches.

A mes frères Aziz, Soufian, Hamza et Founes

Les sœurs de Fatima, Siham et Sara.

À mon neveu Soufian et Abd elSamad.

Pour mes grands-parents.

À tous ceux qui m'ont aidé dans ce travail

Résumé :

Le projet élaboré dans ce mémoire consiste en une étude d'une structure, définie comme d'un parking en béton armé, composé d'un rez-de-chaussée et de trois étages (RDC+3) avec une rampe en coque.

L'objectif de ce projet est le stationnement des véhicules. Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya de Tissemsilt (**Algérie**), classée en Zone sismique IIa, selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de portique ou stable dans les blocs B1, B2, C) et dans les blocs A1 et A2 contreventement mixte portiques/voiles.

Le logiciel Robot Structural Analyse (RSA) a été utilisé pour étudier et analyser le comportement dynamique de la structure étudiée.

Mots clés: parking béton armé, véhicules, radier, rampe en coque, ROBOT.

:

يشمل هذا المشروع تصميم و تحجيم عناصر موقف سيارات ، يتكون من طابق أرضي و
، يقع في ولاية تيسمسيلت () ، المصنفة في المنطقة الزلزالية IIa
الجزائرية المضادة للزلال (RPA99 version 2003) . .
ثبوت الهيكل مضمون بنظام تدعيم مختلط اطار/حائط في ما يخص A1 A2 . B1, B2, C

Le logiciel Robot Structural Analyse (RSA) لدراسة و تحليل السلوك

الديناميكي للهيكل المدروس.

نوع الأساس المختار هو قاعدة عامة.

:الكلمات المفتاحية

(RSA) . سيارات،

Sommaire

REMERCIEMENTS

Dédicace

Résumé

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE..... 1

Chapitre I : Généralité

I.1. Présentation de l'ouvrage 3

I.1.1/ Les caractéristiques du sit 3

I.1.2/ Caractéristique géométrique de l'ouvrage 3

I.1.3/ Ossature et système constructif adopté 4

I.2/ Caractéristiques mécaniques des matériaux 5

I.2.1/ Le béton 5

I.2.2/ L'acier de ferrailage 11

I.3/ Combinaisons d'actions et cas de charge 13

I.4/ Logiciel de calcul..... 14

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction 16

II.2. Pré dimensionnement des planchers 16

II.2.3. Plancher dalle pleine 16

II.3. Pré dimensionnement des poutres 17

II.3.1/ Les poutres principales	18
II.3.2/ Les poutres secondaires	18
II.4. Pré dimensionnement des voiles	19
II.5/Descende des charges (permanentes et des surcharges d'exploitations).....	20
II.5.1/ Les charges permanentes (G)	20
II.5.2/ Les charges d'exploitation(Q)	20
II.5.3/Surcharge A(L) et Système de charges B	20
II.5.4/ Plancher terrasse accessible	21
II.5.5/Plancher étage courant	22
II.5.6/ Mur extérieur (mur rideau)	23
II.6/ Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux	23
II.6.1/ La formule générale de Pré dimensionnement	23
II.6.2 / Effort normal ultime due à chaque niveau	24
II.6. 3/ Pré dimensionnement de poteau central	25
II.7/ Surcharge A (L)	28
II.8/ Système de charge B	30
II.8.1 /Surcharge Bc	30
II.8.2 / Système Bt	33
II.8.3 / Système Br.....	34
 Chapitre III : Etude dynamique de la structure	
III.1/ Introduction	37
III.2/ Objectifs de l'étude sismique	37
III.3/ Classification de l'ouvrage selon l'RPA99/2003	37
III.3.1/ Zone sismique	37

III.3.2/ Importance de l'ouvrage (catégorie)	37
III.4 / choix de la méthode de calcul	38
III.4.1/ Méthodes utilisables	38
III.4.2/Conditions d'application de la méthode statique équivalente	38
III.4.3 / Méthodes dynamiques.....	38
III.5/ Modélisation de la structure	39
III.5 .1/ Présentation du logiciel du calcul	39
III.5 .2/ Caractéristiques géométriques des blocs	39
III.6 /application de la méthode d'analyse modale spectrale	41
III.6.1/ Définition Le spectre de réponse de calcul	41
III.6.2/ Détermination des paramètres du spectre de réponse	41
III.6.3/ Disposition des voiles	44
III.6.4/ Détermination du poids total de la structure	49
III.6.5/. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la MSE	51
III.6.6/ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	51
III.7/ Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA	53
III.7.1/ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure	53
III.7.2/ Effets de l'excentricité accidentelle	54
III.7.3/ Vérification des déplacements inter étage	58
III.7.4/ Justification vis-à-vis de l'effet P-	60
III.7.5/ Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles	63
III.7.6 / vérification de l'effort normal réduit	63
III.7.7/ Vérification vis-à-vis du renversement	66
III.8/ Justification de la largeur des joints sismiques	68

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1/ Introduction	71
V.2/ Ferrailage des poteaux	71
V.2.1 / Introduction	71
V.2.2 / Ferrailage des poteaux	71
V.3/ Ferrailage Des Poutres	77
V.3.1/ Introduction	77
V.3.2/ Ferrailage	77
V.4. Ferrailage des voiles	82
V.4.1. Introduction	82
V.3.2/ Ferrailage	83

Chapitre V: Etude des éléments secondaires

V.1/ Introduction	88
V.2/ Etude de l'acrotère	88
V.2.1 / Définition	88
V.2.2 / Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère	88
V.2.3 /Ferrailage de l'acrotère	90
V.3/ Etude des escaliers	95
V.3.1/ Définition	95
V.3.2/ Calcul de l'escalier (bloc B1, B2 et C)	96
V.3.3/ Etude de la poutre palière	106
V.3.3.1/ Ferrailage de la poutre palière	107
V.4/ Etude de la rampe	111
V.4.1/ Introduction	111
V.4.2 Pré dimensionnement du la rompe	111

V.4./Les vérifications de moment de flexion et moment de torsion	113
V.4.4/ Ferrailage	114
V.5/ Etude de plancher Dalle pleine.....	116
V.5.1/Introduction	116
V.5.2/ Sollicitations	116
V.5.3/ Ferroalliage des blocs (A1, B1 et C)	116

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

IV.1 / Étude des fondations	128
IV.1.1/ Introduction	128
IV.2 / Choix du type de fondation.....	128
IV.2.1 / Définition	128
IV.2.2/ Pré dimensionnement du radier des blocs A1, B1 et C	129
VI.2.3/ Dimensionnement des poutres de libage	131
IV.2.4 / Vérification des contraintes	133
IV.2.5 / Condition de non poinçonnement	133
VI.2.6/ Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique.....	133
VI.2.7/ Modélisation	134
VI.3/ Ferrailage du radier.....	137
VI.3.1/ Exemple de calcul Bloc C.....	137
VI.3.1/ Exemple de calcul Bloc C.....	137
VI.3.2/Ferrailage des poutres de libages	139
VI.3.3/Calcul du ferrailage Sens longitudinal (y)	140

VI.3.4/ Calcul du ferrailage Sens transversal(x)	142
IV.3.5/Contrainte de cisaillement	143
IV.3.6/ Exemple de calcul Bloc A1	145
IV.3.7/ Exemple de calcul Bloc B1	145

CONCLUSION GENERALE.

BIBLIOGRAPHIE.

ANNEXE.

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I : Généralité.

Tableau I.1 : de coefficient de pondération 13

Tableau I.2 : La combinaison de charge. 13

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1: Charges permanentes du plancher dalle pleine terrasse inaccessible. 21

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher dalle pleine étage courant 22

Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur..... 23

Tableau II.4: Le Loi de dégression (Poteau central) 25

Tableau II.5: Descente de charge (Poteau central). 27

Tableau II.6 : les valeurs de coefficient aI 29

Tableau II.7 Valeurs de $A(l)$ pour le deuxième cas 30

Tableau II.8 : les valeurs de coefficient bI 31

Tableau II.9 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge B 32

Tableau II .10 charge maximum par essieu de Bc 32

Tableau II.11 : Les valeurs du coefficient Bt 33

Tableau II.12 : charge maximum par essieu de Bt 34

Tableau II.13 : charge maximum par essieu de Br 35

Chapitre III : Etude Dynamique de Structure.

Tableau III.1 : Valeur de Facteur de qualité (Q)42

Tableau III.2 : La période fondamentale de la structure et Facteur d'amplification dynamique
..... 43

Tableau III.3 : Mode de vibration et taux de participation massique bloc A1	43
Tableau III.4 : Mode de vibration et taux de participation massique bloc B1	46
Tableau III.5: Mode de vibration et taux de participation massique bloc C	48
Tableau III.6 : Poids totale de bloc A1	50
Tableau III.7 : Poids totale de bloc B1	50
Tableau III.8 : Poids totale de bloc C	50
Tableau III.9 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur bloc A1	52
Tableau III.10 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur bloc B1	52
Tableau III.11 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur bloc C	53
Tableau III.12: Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité bloc A1	54
Tableau III.13: Excentricité théorique dans les deux sens bloc A1	55
Tableau III.14: Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité bloc B1	56
Tableau III.15: Excentricité théorique dans les deux sens bloc B1.....	56
Tableau III.16: Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité bloc C.....	57
Tableau III.17: Excentricité théorique dans les deux sens bloc C.....	57
Tableau III.18 : Déplacement inter-étage dans le sens XX bloc A1	58
Tableau III.19: Déplacement inter-étage dans le sens YY bloc A1	59
Tableau III.20: Déplacement inter-étage dans le sens XX bloc B1	59
Tableau III.21 : Déplacement inter-étage dans le sens YY bloc B1	59
Tableau III.22: Déplacement inter-étage dans le sens XX bloc C	59
Tableau III.23: Déplacement inter-étage dans le sens YY bloc C.....	60
Tableau III.24: Vérification de l'effet P- sens XX bloc A1	61
Tableau III.25: Vérification de l'effet P- sens YY bloc A1.....	61

Tableau III.26 : Vérification de l'effet P- sens XX bloc B1	62
Tableau III .27: Vérification de l'effet P- sens YY bloc B1	62
Tableau III .28: Vérification de l'effet P- sens XX bloc C.....	62
Tableau III.29: Vérification de l'effet P- sens YY bloc C.....	62
Tableau III.30: Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles bloc .. 63 A1	63
Tableau III.31: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons XX	63
Tableau III.32: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons YY	63
Tableau III.33: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons XX Bloc B1	63
Tableau III.34: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons YY Bloc B1	65
Tableau III.35: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons XX Bloc C.....	65
Tableau III.36: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons YY Bloc C.....	65
Tableau III.37: Moment de renversement bloc A1	66
Tableau III.38: Moment de renversement bloc B1	67
Tableau III.39: Moment de renversement bloc C	67
 Chapitre IV .Ferrailage des éléments structure :	
Tableau IV.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.	71
Tableau IV.2: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de (50x50)	73
Tableau IV.3: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de 3 ^{eme} étage	75
Tableau IV.4: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales.....	78
Tableau IV.5: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaire	80
Tableau V.6: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de (50x50)	83
Tableau IV.7: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de (50x50)	85
 Chapitre V : Etude des éléments secondaires.	
Tableau V.1: Charges permanentes sur le palier	97
Tableau V.2: Charges permanentes sur le volé	97
Tableau V.3: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée	100

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée à l'ELU	101
Tableau V.5: Tableau Vérification à l'ELS	102
Tableau V.6: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée	103
Tableau V.7: Vérification de la flèche rez-de-chaussée.....	104
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière.....	108
Tableau V.9: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU	108

Chapitre VI : Étude des l'infrastructure

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif de ferrailage de radie de bloc	137
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif de ferrailage de radie de bloc A1	145
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif de ferrailage de radie de bloc B1	145

Liste Des Figures:

Chapitre I : Généralité.

Figure I.1 : Représentation simplifiée du projet.....	4
Figure I.2 diagramme de résistance de compression	7
Fuguer I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul du Béton à L' E.L.U	8
Fuguer I.4: Diagramme contraintes-déformations du Béton à L' E.L.S	10
Figure I.5 : Diagramme des déformations limitent de la section règle des trois pivots BAEL91/99	11
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU BAEL91/99	12

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1 : Pré dimensionnement des poutres	16
Figure II.2. Pré dimensionnement des voiles	18
Figure II.3 : Détail de plancher dalle pleine terrasse inaccessible..	20
Figure II.4 : Détail de plancher dalle pleine étage courant	22
Figure II.5 : Le poteau le plus sollicité.....	23
Figure II.6 : répartition de la charge A (L)	29
Figure II.7 : les dimensions de système Bc	31
Figure II.8: Dimensions de système Bt	33
Figure II.10: Dimensions de système Br	34

Chapitre III : Etude Dynamique de Structure.

Figure III.1 : Dimensions en 3D bloc A1	39
Figure III.2 : Dimensions en 3D bloc B1	40

Figure III.3 : Dimensions en 3D bloc C	40
Figure III.4: Premier mode (translation XX) bloc A1	45
Figure III.5:Deuxième mode (translation YY) bloc A1	45
Figure III.6: Premier mode (translation XX) bloc B1	47
Figure III.7:Deuxième mode (translation YY) bloc B1	47
Figure III.8 : Premier mode (translation XX) bloc C	49
Figure III.11 : Deuxième mode (translation YY) bloc C	49
Figure III.12 : Présentation de l'effet P- sur la structure	61
Figure III.13 : Largeur minimum du joint sismique.....	68
 Chapitre IV .Ferrailage des éléments structure :	
Figure IV.1 : diagramme effort normale de poteau (50x50) cm.	72
Figure IV.2: schéma de poteau (50x50) cm en 3D et 2D.....	72
Figure IV.3: ferrailage de poteau (50x50) de bloc C	73
Figure IV.4 : diagramme effort normale de poteau (45x45) cm	74
Figure IV.5: schéma de poteau (45x45) cm en 3D et 2D.....	74
Figure IV.6: ferrailage de poteau (45x45) de bloc C	75
Figure IV.7 : diagramme effort normale de poutre principale (30x50) cm.....	77
Figure IV.8: schéma de poutre (30x50) cm en 3D et 2D	78
Figure IV.9: ferrailage de poutre (30x50) de bloc C.....	78
Figure IV.10 : diagramme effort normale de poutre secondaire (30x40) cm Bloc C	79
Figure IV.11: schéma de poteau (45x45) cm en 3D et 2D.....	79

Figure IV.12: ferrailage de poutre (30x40) de bloc C.....	80
Figure IV.13: schéma de Voile 20 cm en 3D et 2D	83
Figure IV.14: ferrailage de voile 20 cm coupe (A-A) et (B-B)	84
Figure IV.15: ferrailage de voile 20 cm coupe (C-C) et (D-D)	84
Figure IV.16: schéma de Voile 15 cm en 3D et 2D.	85
Figure IV.17: ferrailage de voile 15 cm coupe A-A et B-B.....	86
Figure IV.18: ferrailage de voile 15 cm coupe C-C et D-D.....	86
Chapitre V : Etude des Eléments Secondaires.	
Figure V.1 : Schéma de l'acrotère terrasse inaccessible.....	88
Figure V.2: Section de calcul d' l'acrotère.....	90
Figure V.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	94
Figure V.4 : Schéma d'escalier à paillasse	95
Figure V.5: Escalier de Rez de chaussier	97
Figure V.6: Schéma statique d'escalier à l'ELU	98
Figure V.7 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.....	99
Figure V.8: Section de calcul d'escalier	100
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier	105
Figure V.10: Schéma statique de la poutre palier	106
Figure V.11: Schéma de ferrailage la poutre palière	110
Figure V.12 : photo la réalisation de la rampe en D3	111
Figure V.13: Schéma pour la réalisation de la rampe	112
Figure V.14 : Le mément de la rampe sous XX.....	113

Figure V.15: le ferrailage la rampe	115
Figure V.16: Schéma de planche terrasse de bloc	116
Figure V.17: Moments dynamique de dalle en sons XX de bloc B1	117
Figure V.18: Moments dynamique de dalle en sons YY de bloc B1	117
Figure V.19: Ferrailage de dalle (nappe inferieur)	118
Figure V.20: Ferrailage de dalle (nappe supérieur)	119
Figure V.21: ferrailage de planche terrasse de bloc B1	120
Figure V.22: Moments dynamique de dalle l'étagé courante en sons XX de bloc B1	121
Figure V.23: Moments dynamique de dalle étagée courante en sons YY de bloc B1	121
Figure V.24: Ferrailage de dalle (les nappes supérieur)	122
Figure V.25: Ferrailage de dalle (les nappes inferieures)	123
Figure V.26: ferrailage de planche étagé courante de bloc B1	124
Chapitre VI : Étude des l'infrastructure	
Figure VI.1 : Schéma du radier général	129
Figure VI.2 : Déplacement de sons z	134
Figure VI.3 : Réaction du sol	134
Figure VI.4 : Déplacement de sons z	135
Figure VI.5 : Réaction du sol	135
Figure VI.6: Déplacement de sons z	136
Figure VI.7 : Réaction du sol	136
Figure VI.8: le plan de radie de bloc C	137
Figure VI.9: le plan ferrailage de radie de bloc C.....	138
Figure VI.10 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	139
Figure VI.11 : Dimensions de des poutres de libage	141
Figure VI.12 : Représente les armatures de peau	143

INTRODUCTION
GENERALITE.

Introduction Général :

L'étude ou la conception d'un parking constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs

Pré dimensionnement et problèmes d'exécutions.

Le souci de l'ingénieur est de trouver une solution adéquate pour régulation de stationnement dans la ville et évite le stationnement aléatoire dans des voiries, que crée le problème d'embouteillage, cette solution doit être aussi économique en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un parking en béton armé.

C'est un projet qui présente des particularités dans la mesure où il est constitué d'une ossature en béton armé et d'une rampe de type coque, C'est pourquoi nous l'avons choisi comme projet de fin d'études.

L'étude de ce projet est structurée en plusieurs parties :

La première consiste en une présentation complète du parking: définition des différents éléments, choix des matériaux

La deuxième partie du projet nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments et Descende des charges

Dans la troisième partie est entièrement consacrée à l'étude dynamique du structure, L'étude du parking sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel

de calcul (RAS).

L'étude sismique nous permettra d'aborder le calcul des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles....)

La quatrième partie du projet nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure suivie du calcul des éléments secondaires (planchers, acrotère, escalier et la rampe)

Enfin, nous terminerons notre étude par l'étude de l'infrastructure 'fondations'.

Chapitre I :

Généralité.

I.1/Présentation de l'ouvrage :

Notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude d'un parking à étages (R+3) en béton armé pour stationnement des véhicules en zone de sismicité classée «Ia» selon RPA Version 2003, Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya de Tissemsilt.

I.1.1/Les caractéristiques du site :

➤ Selon la version 2003 de RPA / (Règlements Parasismiques Algériens) :

La Wilaya Tissemsilt sont classées dans la catégorie «Ia», c.-à-d. dans une zone de sismicité moyenne, et groupe d'usage **IB** (bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes).

Selon le rapport de sol Le site est considéré comme un site (**S2**).

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 1.37$ bars.

I.1.2/ Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Le parking est composé à Rez-de-chaussée plus trois étages supérieurs avec terrasse accessible, La surface couverte par ce projet est de 3041.5 m², les dimensions de projet sont les suivantes :

- Longueur totale de l'ouvrage.....110.6 m
- Largeur totale de l'ouvrage27.5 m
- Hauteur totale de l'ouvrage16.32 m
- Hauteur du R.D.C.....4.08m
- Hauteur de l'étage4.08m.

Chapitre I : Généralité

L'ouvrage en entier est séparé en cinq (5) blocs distincts par des joints de dilatation et des joints sismiques. Le découpage est conforme à la figure suivante :

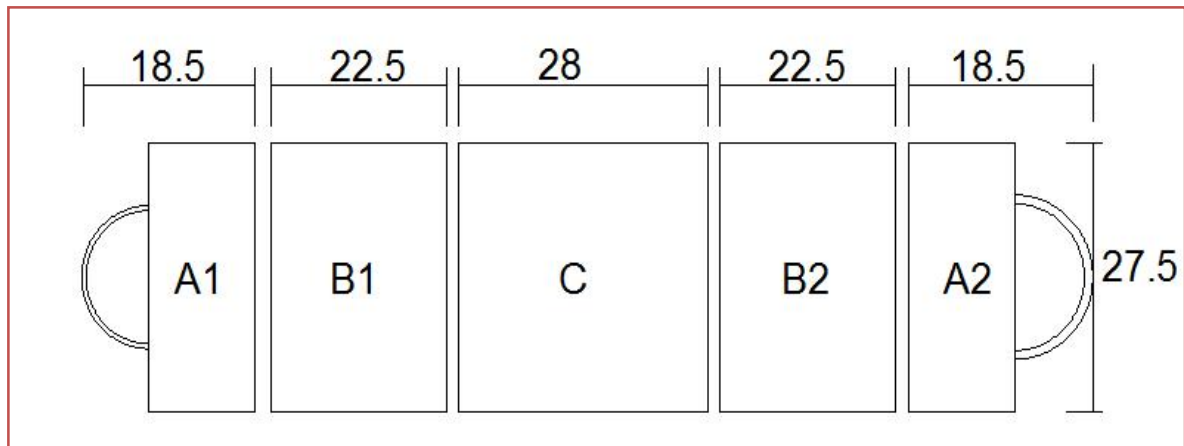


Figure I.1 : Représentation simplifiée du projet

- ✓ Les blocs C, B1, B2 sont en R+3 avec terrasse inaccessible.
- ✓ les blocs A1, A2 sont composés d'un RDC et 3 étages avec la rampe.

I.1.3/ Ossature et système constructif adopté :

a) Ossature :

Le Choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003) :

Pour les blocs A1 et A2 : est assuré par des portiques et renforcé par des voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

Pour les blocs C, B1 et B2 : Portique auto stable system poteau, poutre.

b) Planchers :

Il existe un type de plancher :

- ✓ Plancher dalle pleine 20 cm.

c) La rampe :

La circulation dans le parking est assurée par une rampe en dalle pleine type coque.

d) Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en mur rideaux.

e) Les escaliers :

On a un type d'escalier :

- ✓ Escalier à paillasse constitué d'un seul palier intermédiaire à dalle pleine

f) Les fondations :

Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

Selon l'étude de sol, nous avons opté pour un radier général

I.2/Caractéristiques des matériaux :

I.2.1/ béton :

Le béton est un matériau hétérogène que pressons une très bonne résistance a la compression, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants (SIKA).

Le béton armé est matériaux composite qui allier les propriétés mécaniques du béton et l'acier (armatures).

C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

La masse volumique du béton armé = 4.5 t/m³.

I.2.1.2/ compositions du béton :

Le béton c'est un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...), du ciment et de l'eau.

a) Ciment :

Le ciment joue un rôle de liant entre les produits employés dans la construction.

b) Granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- ✓ Sable de dimension (0 D 5) mm.
- ✓ Gravier de dimension (7 D25) mm

c) Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre et dépourvue d'éléments corrosifs.

I.2.1.3/ Résistance mécanique du béton :

a) Résistance à la compression f_{cj} :BAEL91/99

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 28 jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} f_{c28} & \text{si } J < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } J > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{J}{1,4+0,95J} f_{c28} & \text{si } J \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } J > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

Dans notre ouvrage on utilise $f_{c28} = 45$ MPa.

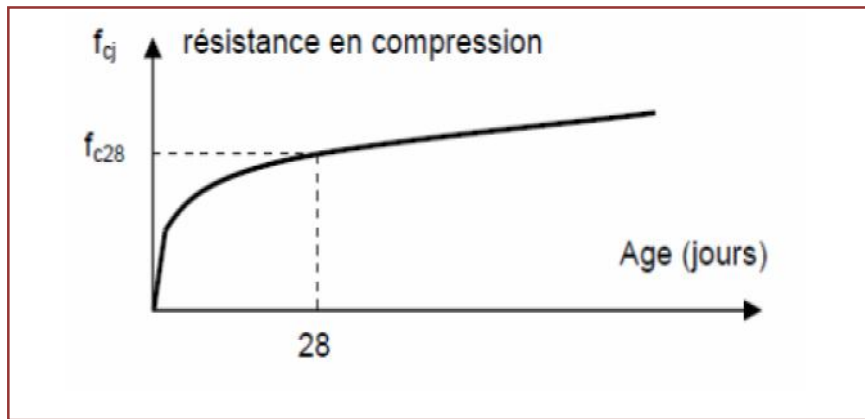


Figure I.2: diagramme de résistance de compression

b) Résistance à la traction f_{ct} : BAEL91/99

Elle est représenté par f_{t28} elle peut être déterminé par plusieurs essai :

- ✓ Traction direct
- ✓ Traction par flexion

La résistance à la traction est définie conventionnellement par la relation

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

avec $f_{ij} = 0,6 + 0,06 (45) = 3,3 \text{ MPa}$

I.2.1.4/ Coefficient de poisson : BAEL91/99

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale .

on prend :

$$\left\{ \begin{array}{ll} = 0,2 : & \text{pour un béton non fissuré.} \\ = 0 : & \text{pour un béton fissuré.} \end{array} \right.$$

I.2.1.5/ Module de déformation longitudinale du béton E :

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée

a) Déformation instantanée (<24 heures) : BAEL91/99

Le BPEL propose Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures; le module de déformation longitudinale du béton est :

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

$$E_{ij} = 39125,83 \text{ MPa}$$

b) Déformation différée (longue durée): BAEL91/99

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différé du béton E_{vj} est :

$$E_{vj} = (11000/3) \sqrt[3]{f_{cj}}$$

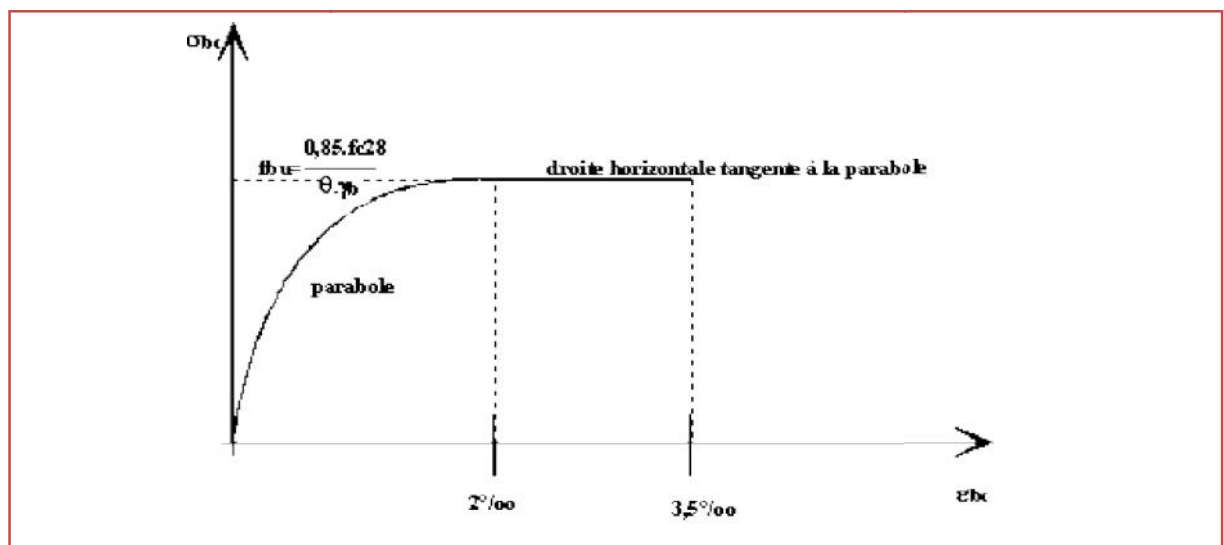
$$E_{vj} = 13041,95 \text{ MPa}$$

I.2.1.6/ Les contraintes limites de calcul :

a) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) : BAEL91/99

Pour calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.



Fuguer I.3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul du Béton à L' E.L.U

Chapitre I : Généralité

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{ ‰}$

La contrainte limite du béton à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = (0,85 \times f_{c28}) / (\gamma_b \times \gamma_b).$$

avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale.

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

θ : Coefficient d'application en fonction de durée d'application de la charge :

Si $\theta = 1$: la durée est supérieure à 24h.

Si $\theta = 0,9$: la durée est comprise entre 1h et 24h.

Si $\theta = 0,85$ la durée est inférieure à 1h.

✓ Cas des situations durables $f_b = 25.5\text{ Mpa}$

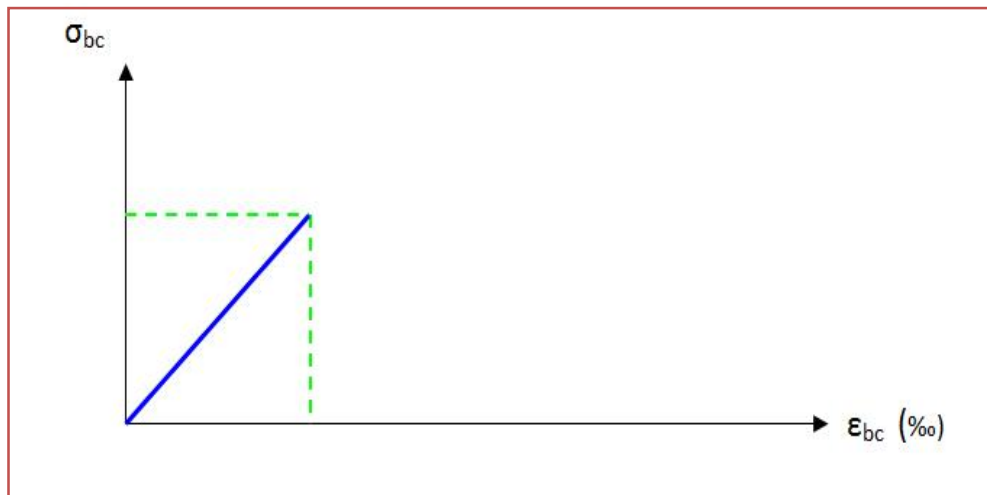
✓ Cas des situations accidentelles $f_b = 33.26\text{ Mpa}$

b) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

La contrainte limite de service est :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 27\text{ Mpa}$$

La figure (I.3) montre le Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS.



Fuguer I.4: Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELU

c) Contrainte de cisaillement du béton à l'ELU :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \alpha_b, 5 \text{ Mpa})$$

- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \alpha_b, 4 \text{ Mpa})$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_U :

$$\mu = T_U / b_0 \cdot d$$

avec :

b_0 : largeur de la pièce. ; d : hauteur utile.

d) Diagramme des déformations limites de la section :

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites

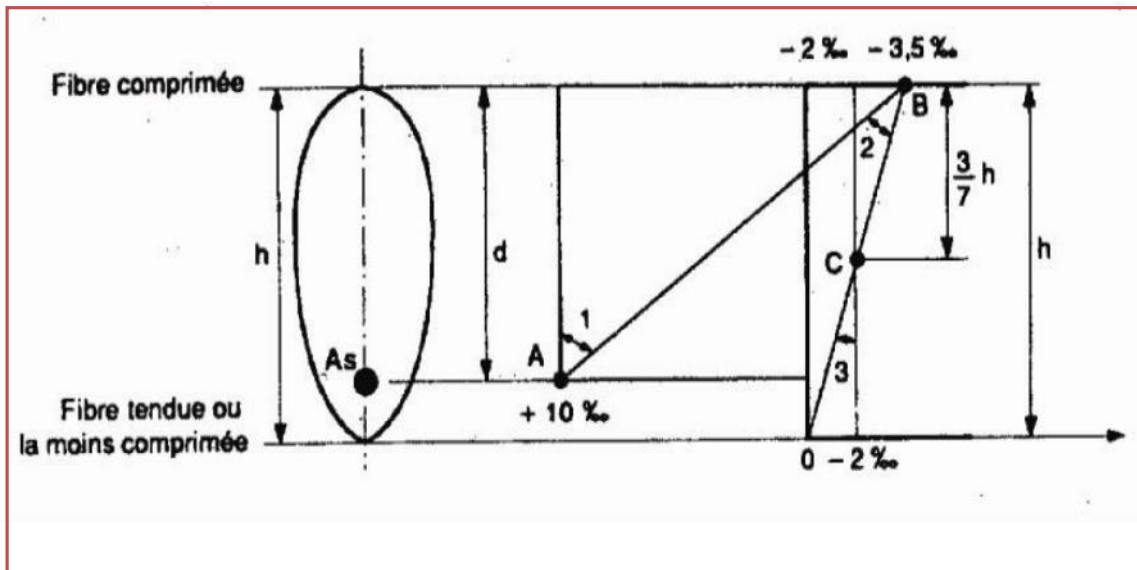


Figure I.5: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots
(Art A.4.3.3) BAEL91/99

Fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure ci-dessous définis à partir des pivots A, B, et C.

Dans le domaine 1 le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10 ‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité.

Dans le domaine 2 le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée.

➤ **En résumé :**

- ✓ **Pivot A :** Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- ✓ **Pivot B :** Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- ✓ **Pivot C :** Compression simple ou composée.

I.2.2/ L'acier de ferrailage :

I.2.2.1/ Définition :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, L'acier est nécessaire généralement pour reprendre les efforts de traction pour limiter la fissuration, de cisaillement et de torsion.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

(Art A.2.2.1) BAEL91/99.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont : $f_e = 400\ \text{MPa}$

I.2.2.2/ Contraintes limites :

a) Etat limite ultime : BAEL91/99

Le diagramme déformation (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour l'application de l'article A.4.3. Est conventionnellement défini ci-après.

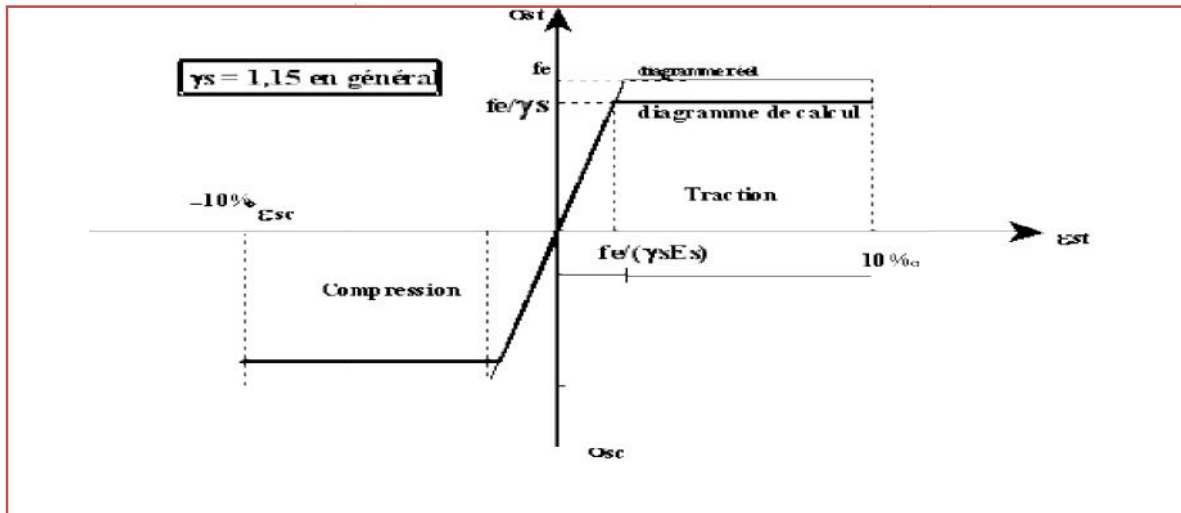


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU (art A.2.2.2) BAEL91/99

Tell que :

$$\epsilon_s = \frac{s}{E_s}$$

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

Avec:

$$\gamma_s: \text{coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

b) Etat limite de service : BAEL91/99

S'intéresse Etat –limite d'ouverture des fissures

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_c$ pas de limitation.

Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min [(2/3) f_e ; 110 \sqrt{f_{ct}}]$

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min [0,5f_e ; 90 \sqrt{f_{ct}}]$

Avec : ρ : coefficient de fissuration

Chapitre I : Généralité

- $\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} = 1$: pour des rondes lisse (RL)
- $\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} = 1.6$: pour les hautes adhérences avec $\phi = 6$ mm (HA).

I.3/ Combinaisons d'actions et cas de charge :

Les valeurs de coefficient de pondération suivent le tableur :

Tableau I.1 : de coefficient de pondération

actions	ELU	ELS
Poids propre G (charge permanente.)	1.35	1
Q : surcharge d'exploitation.	1.5	1
Système B	1.6	1.2
Surcharge A(L)	1.6	1.2

Tableau I.2 : La combinaison de charge

Action prépondérante	Numéro de La combinaison	La combinaison
La combinaison de calcul à l'ELU	1	$1,35 G + 1,5 Q$
	2	$1.35 G + 1.6A(L)$
	3	$1.35G + 1.6 B$
La combinaison de calcul à l'ELS	4	$G + Q$
	5	$G + 1.2A(L)$
	6	$G + 1.2B$
Solen RPA99/2003 ont prévu des combinaisons d'action	7	$G + Q + E$
	8	$0,8G \pm E$
	9	$G + Q \pm 1,2$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique représentée par ses composantes horizontales.

I.4/ Logiciel de calcul :

Pour notre étude on utilise le logiciel (Robot Structural Analysis). Le robot est un logiciel de modélisation, d'analyse et dimensionnement des différents types de structures. Il offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des résultats obtenus.

Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

II.1/ Introduction :

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, mettent point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93, RPA 99 version 2003 et Document Technique Réglementaire; Charges Permanentes et Charges d'Exploitation (DTR).

II.2/ Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces horizontaux supportant des charges verticales également réparties ou concentrées, permanentes (poids des éléments) ou accidentelles (surcharges). Elle joue un rôle important dans la construction, elle garde la résistance et la stabilité de la structure, elle ne pas fléchir et même on peut avoir une durabilité, il existe un type de plancher.

II.2.1/ Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines dépend plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance

a) Condition de sécurité contre l'incendie :

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

Soit: **$e = 11\text{cm}$** .

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

b) Condition d'isolation acoustique

- Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.
- Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : **15 cm**

C) Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

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

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à : $L_x = 5 \text{ m}$

Ceci engendre donc

$$\frac{500}{50} \leq e \leq \frac{500}{40} \implies 10\text{cm} \leq e \leq 12,5\text{cm} \implies e = 12\text{cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max}(11\text{cm}, 15\text{cm}, 12\text{cm})$, alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 20 \text{ cm}$

II.3/ Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges.

Les Pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le B.A.E.L91 et vérifier suivent le règlement parasismique algérien RPA99.

Une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux.

Selon B.A.E.L 91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} . \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

Selon RPA 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25\text{cm}. \\ h \geq 30 \text{ cm}. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

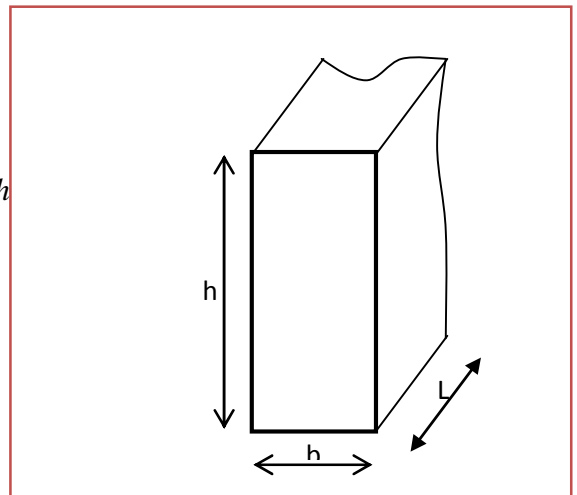


Figure II.1 : Pré dimensionnement des poutres

avec:

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

✓ Condition de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

II.3.1/ Les poutres principales: (sens porteur)

On a : $L_{\max} = 6\text{m}$

Donc $\frac{600}{15} < h < \frac{600}{10} \implies 40\text{cm} < h < 60\text{cm}$ On prend $h = 50\text{cm}$.

Et $0.3 \times 50 < b < 0.7 \times 50 \implies 15\text{cm} < b < 35\text{cm}$ On prend $b = 30\text{cm}$.

✓ Vérification des conditions par l'RPA99/2003 :

$b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$ Vérifiée.

$h = 50\text{cm} > 30\text{cm}$ Vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.67 < 4$ Vérifiée.

On doit vérifier que Condition de rigidité :

$\frac{50}{600} = 0,084 > 0,0625$Vérifiée.

Les conditions de **B.A.E.L** et **RPA** sont vérifiées, on prend la section de poutre

Principale (30 X 50) Cm^2

II.3.2/ Les poutres secondaires: (sens non porteur)

On a : $L_{\max} = 5,5\text{m}$

Donc $\frac{550}{15} < h < \frac{550}{10} \implies 36.33\text{cm} < h < 55\text{cm}$ On prend $h = 40\text{cm}$.

Et $0.3 \times 40 < b < 0.7 \times 40 \implies 12\text{cm} < b < 28\text{cm}$ On prend $b = 30\text{cm}$.

✓ Vérification des conditions par l'RPA99/2003 :

$b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$ Vérifiée.

$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ Vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ Vérifiée.

On doit vérifier que Condition de rigidité :

$\frac{40}{500} = 0,080 > 0,0625$Vérifiée.

Les conditions de B.A.E.L et RPA sont vérifiées, on prend la section de poutre secondaire (30X 40) Cm^2

II.4. Pré dimensionnement des voiles : (blocs A1, A2)

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

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

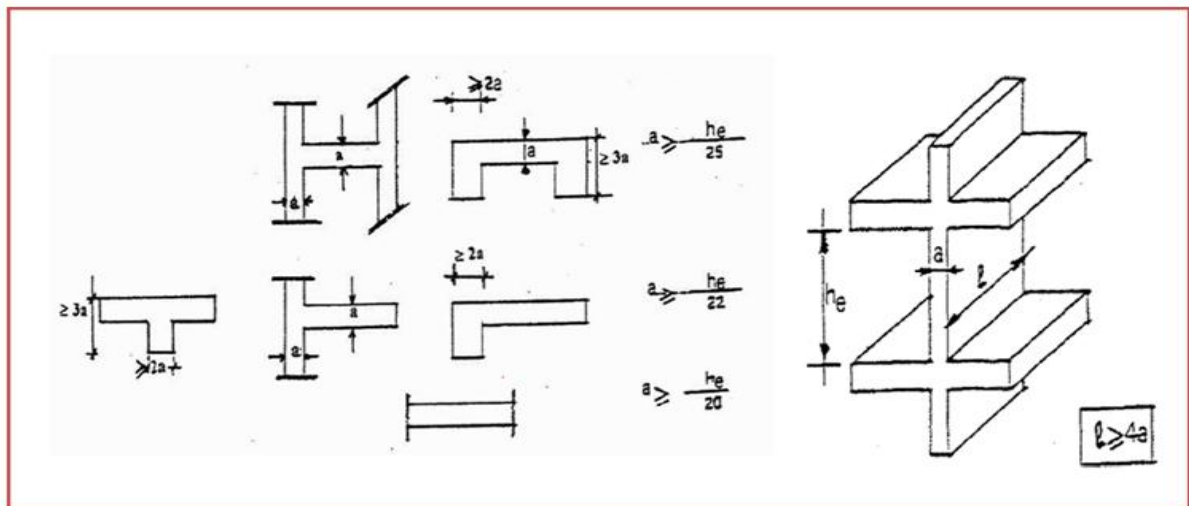


Figure II.2. Pré dimensionnement des voiles

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

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec : $h_e = 3.58 \text{ m}$

➤ 1^{er} cas :

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

Donc $a \geq M \left(\frac{358}{20}; 15 \text{ cm} \right) = 16.30 \text{ cm}$.

Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de $a = 2$.

➤ 2^{ème} cas :

Et $a \geq M \left(\frac{n_e}{25}; 15 c' \right)$

Donc $a \geq M \left(\frac{358}{25}; 15 c' \right) = 15 c'$.

Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de $a = 1$.

II.5/Descende des charges (permanentes et des surcharges d'exploitations) :

La descente de charges à pour but de déterminer et calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, les différents charges et surcharges existantes sont :

- ✓ Les charges permanentes (G).
- ✓ Les surcharges d'exploitation (Q).
- ✓ Surcharge A (L).
- ✓ Système de charges B.

II.5.1/ Les charges permanentes (G) :

La descende des charges dues au poids propre peut s'effectuer en considérons pour chaque poteau ou voiles sont poids propre ainsi que la charge des autres éléments reportée sur lui est la charge total aura comme suit :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + n G_{\text{étages}}$$

II.5.2/ Les charges d'exploitations (Q) :

Les charges d'exploitations sont celles que résultant de l'usage de locaux par opposition ou poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou a celui des équipement fixes .

II.5.3/Surcharge A(L) et Système de charges B:

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- ✓ Le système Bc qui se compose de camions types (30 t)
- ✓ Le système Bt se compose de 2 essieux dit « essieux tandems » (32T)
- ✓ Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t)

II.5.4/ Plancher terrasse inaccessible:

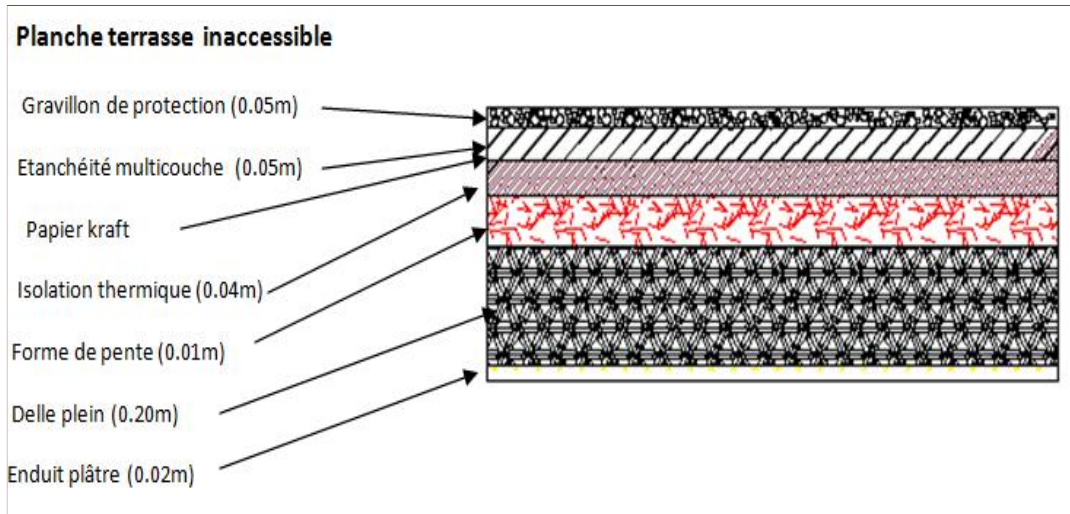


Figure II.3 : Détail de plancher dalle pleine terrasse inaccessible.

Tableau II.1: Charges permanentes du plancher dalle pleine terrasse inaccessible.

Eléments constituants	Masse Volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Gravillon de protection.	16	0.05	0.8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
dalle pleine	25	0.2	5
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Total			9.08

Charge permanente: $G = 9.08 \text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{KN/m}^2$

➤ Combinaisons fondamentaux :

- ✓ ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 9,08) + (1,5 \times 1) = 13,76 \text{ KN/m}^2$
- ✓ ELS: $q_{ser} = G + Q = (9,08 + 1) = 10,08 \text{ KN/m}^2$

II.5.5/Plancher étage courant :

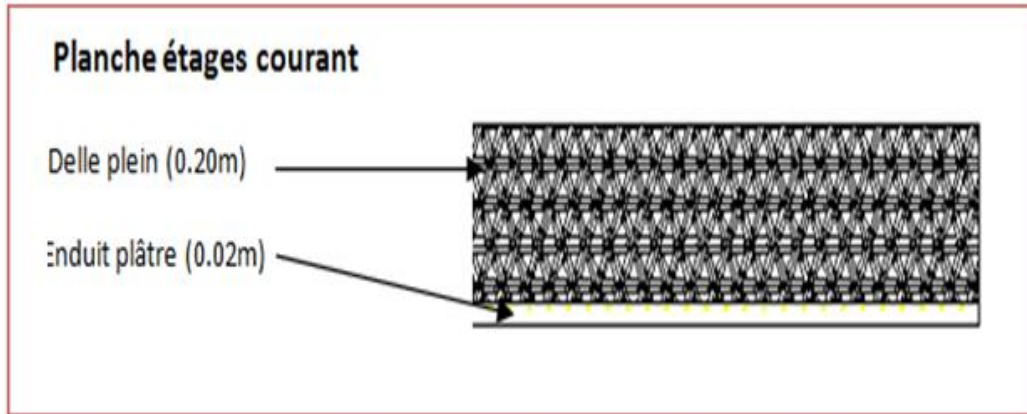


Figure II.4 : Détail de plancher dalle pleine étage courant

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher dalle pleine étage courant

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Dalle pleine	25	0.25	6.25
Enduit plâtre	10	0.03	0.30
Total			6.55

- ✓ Charge permanente: $G = 6,55 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons fondamentaux :

- ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,55) + (1,5 \times 2,5) = 14,44 \text{ KN/m}^2$
- ELS: $q_{ser} = G + Q = (6,55 + 2,5) = 9,05 \text{ KN/m}^2$

II.5.6/ Mur extérieur (mur rideau):

Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Profilée en aluminium.	/	/	0.13
Vitrage isolant.	/	/	0.18
Vitrage panneaux.	/	/	0.10
Tôle d'acier.	/	/	0.12
Isolant.	/	/	0.02
Divers attache.	/	/	0.05
Total			0.60

Charge permanente: $G = 0.60 \text{KN/m}^2$

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

II.6.1/ La formule générale de Pré dimensionnement :

On fixe notre choix au poteau axes (D, 3) comme il est mentionné au figure suivante D'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages

a) Calculer largeur afférant:

$$L_{\text{aff}} = (6 + 5) / 2 = 5.5 \text{ m.}$$

$$L_{\text{aff}} = (5.5 + 5.5) / 2 = 5.5 \text{ m.}$$

b) Calculer surface afférant :

S: (entre axe)

$$S = [(6+5) / 2] [(5.5 + 5.5) / 2] = 30.25 \text{ m}^2$$

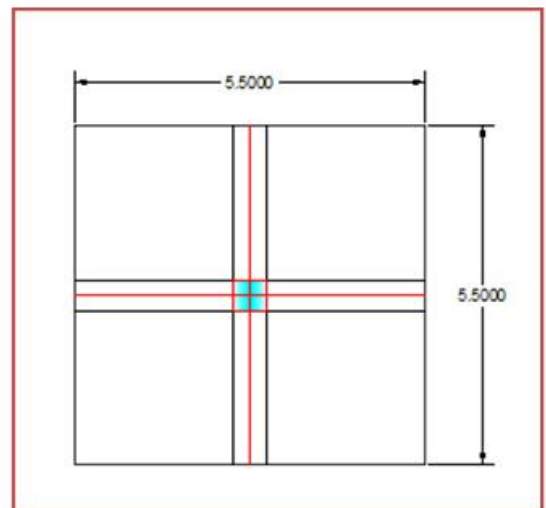


Figure II.5 : Le poteau le plus sollicité

II.6.2 / Effort normal ultime due à chaque niveau :

➤ Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

a) Plancher terrasse :

Poids propre du plancher : $G_{\text{terrace}} \times S = (30.25 \times 9.08) = 274.67 \text{ KN}$

Poids propre des poutres principales: $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,50 \times 0,30) \times 6 = 22.5 \text{ KN}$

Poids propre des poutres secondaires: $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 5.5 = 16.5 \text{ KN}$

Donc : $G_0 = 274.67 + 22.5 + 16.5 = 313.67 \text{ KN}$

b) Plancher étages courants :

Poids propre du plancher : $G_{\text{étagère}} \times S = (30.25 \times 6.55) = 198.14 \text{ KN}$

Poids propre des poutres principales: $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,50 \times 0,30) \times 6 = 22.5 \text{ KN}$

Poids propre des poutres secondaires: $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 5.5 = 16.5 \text{ KN}$

Donc : $G_0 = 198.14 + 22.5 + 16.5 = 237.14 \text{ KN}$

➤ Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q :

a) Loi de dégression de charge :

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges selon DTR BC 2-2 comme suite :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n , les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3n, numérotés à partir du sommet du bâtiment .

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation Suivantes sous toit

ou terrasse : Q_0

sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Immédiatement inférieure (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

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

.....

(étage n).... $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n = 5

Tableau II.4 : Le Loi de dégression (Poteau central)

planchers	Charges d'exploitations	des charges d'exploitations	des charges d'exploitations	des charges d'exploitations(kN/m ²)
Terrace	Q ₀	₀ =Q ₀	Q ₀ = 1 x30.25	30.25
3 ème étages	Q ₁	₁ =Q ₀ +Q ₁	Q ₁ = Q ₀ +1(2.5x30.25)	105.88
2 ème étages	Q ₂	₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	Q ₂ = Q ₀ +0,95(Q ₁ +2.5x30.25)	202.68
1 ér étage	Q ₃	₃ =Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	Q ₃ =Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ x30.25)	345.76

II.6.3/Pré dimensionnement de poteau central :

Critère de résistance selon BAEL 91 :

On a :

$$N_u \leq \alpha \left[\beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]$$

On prend A la section minimale d'acier imposé par l'ARP qui égale à 0.8% B_r en zone IIa.

Donc :

$$B_r \geq \frac{kN_u}{\frac{\alpha_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.8\alpha_e}{100\gamma_s}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

D'où $B_r = (a - 2)(b - 2)$ on a $a = b \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$.

$$\left. \begin{array}{l} k = 1.10 \\ k = 1.2 \\ f_{c28} \\ k = 1 \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges sont appliquée avant 28 jours.}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours. Pour notre cas on a $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton, $\gamma_b = 1.5$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier, $f_e = 500 \text{ MPa}$

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier, $\gamma_s = 1.15$

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

$$\text{Si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\text{Si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

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

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que tous les armateurs participent à la résistance).

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{0.85}{\beta} = 0.71$$

$$\text{D'où : } B_r \geq \frac{1 \times N_u \times 10}{\frac{0.71 \times 45}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.8 \times 0.71 \times 500}{100 \times 1.15}} = 0.38 N_u \text{ cm}^2 \quad (a = b = k N_u e)$$

On adopte des poteaux carré donc nous avons :

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

Tableau II.5: Descente de charge (Poteau central).

Niveau	$G_{p\ he}$ (kN/m ²)	G_p (K)	$S_{p\ he}$ (m ²)	G_{ti} (K)	$G_{ct\ \acute{e}}$ (K)	Q_{ti} (K)	Q_{ti} (K)
Terrasse	9.08	39	16.5	313.67		30.25	
3 émie étages	6.55	39	16.5	237.14	313.67	75.63	30.25
2 émie étages	6.55	39	16.5	237.14	550.81	75.63	105.88
1 er étage	6.55	39	16.5	237.14	787.98	75.63	202.68
RDC					1025.09		345.76

$N_U = 1,35 G + 1,5 Q$	$B_r (cm^2)$	$a (c)$	$b (c)$	choix a(cm)	choix b(cm)
468.84	178.16	15.35	15.35	45	45
902.42	342.92	20.52	20.52	50	50
1366.66	519.33	24.79	24.79	50	50
1902.52	722.96	28.89	28.89	50	50

a) **Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par l'ARP99:**

Dans RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux pour la zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M \quad (a, b) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} . \\ M \quad (a, b) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{358}{20} = 17.9 \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du (RPA99/2003) sont vérifiées.

b) **Vérification du poteau au flambement :**

Le poteau le plus défavorable est le poteau du RDC.

✓ Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520.833 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

✓ Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520.833 \times 10^3}{50 \times 50}} = 14.44 \text{ cm}$$

✓ Elancement mécanique :

$$l_f = k \times h_0$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement.

$h_0 = 4 \text{ m}$ (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).

$k = 0,7$: Pour le poteau central d'un bâtiment à étage multiple encré directement dans les fondations.

$$\lambda = \frac{0.7 \times 400}{14.44} = 19.40 < 70 \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.7/ Surcharge A (L) :

Le système A (L) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée et se donne par la formule suivante :

$$A_2 \times a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Avec :

$$A(L) = 230 + (36000 / (L+12)) \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

L : la portée du parking ; L = 95.90 m.

✓ Le coefficient a_1 :

Le coefficient a_1 donné par le tableau suivant :

Tableau II.6 : les valeurs de coefficient a_1

Nombre de voies	1	2	3
1 ^{er}	1	1	0.9
2 ^{eme}	1	0.8	/
3 ^{eme}	0.9	0.8	/

✓ Le coefficient a_2 :

$$a_2 = V_0 / V$$

(V_0 Dépend de la classe du pont et V la largeur d'une voie = 3m.).

$V_0 = 3m$ pour de deuxième classe.

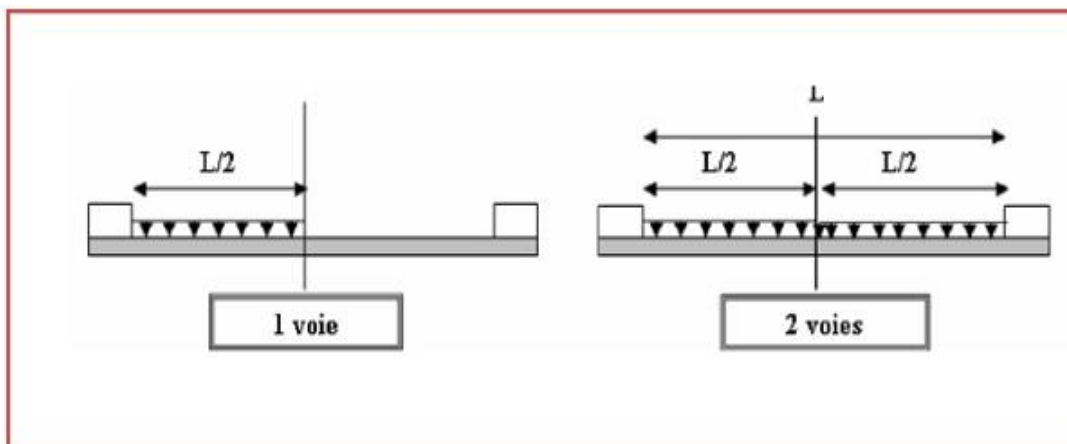


Figure II.6: répartition de la charge $A(L)$

On a:

$$\text{On a: } A_2 \times a_1 \times a_2 \times A(L)$$

D'après le Tableau II.6 :

Pour une voie chargée : $a_1 = 1$; $a_2 = 1$.

Pour deux voies chargées : $a_1 = 1$; $a_2 = 1$.

$$A(L) = 230 + (36000 / (L+12)) \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

$$A(L) = 230 + (36000 / (95.90+12)) = 563.65 \text{ Kg/m}^2$$

$$A(L) = 0.56365 \text{ t/m}_2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 Valeurs de A (l) pour le deuxième cas

Voies charges	a ₁	a ₂	A(L) (t / m ₂)	A ₂ = a ₁ x a ₂ x A(L) (t / m ₂)	Largeur de la voie(m)	A(L) (t / m)
1 voie	1	1	0.563	0.564	3	1.692
2 voies	0.8	1	0.563	0.564	6	3.384

II.8/ Système de charge B :

Il se compose de trois (03) systèmes distincts :

II.8.1 /Surcharge Bc :

Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre a condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Les éléments du système Bc sont schématisés ci-dessous, les longueurs étant exprimées en mètres et les masses en KN.

Un chemin type de système BC comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

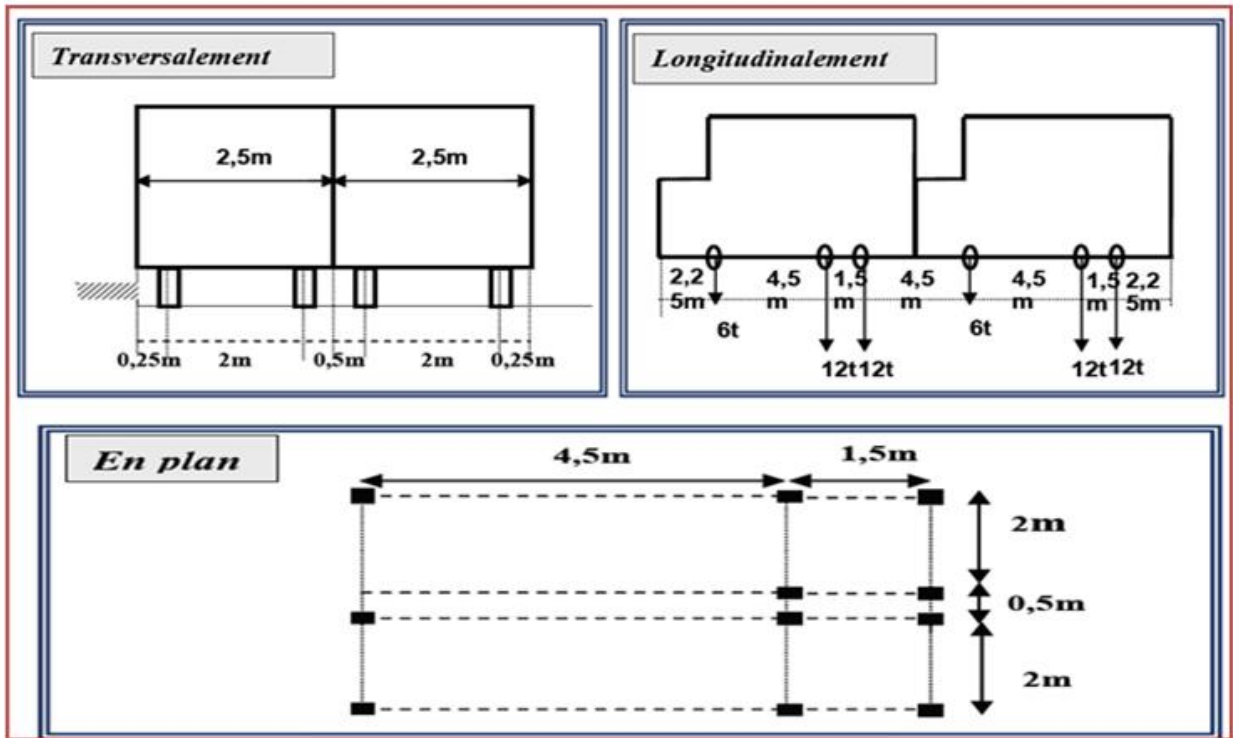


Figure II.7 :les dimensions de système Bc

✓ Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges du système Bc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$u = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4(G/S)}$$

L : portée du parking = 95.90 m

G : La charge permanente. $\Rightarrow G = G \times L = 6.55 \times 95.90 = 626.573 \text{ t/ml}$

S: Surcharge Bc maximal $\Rightarrow S = bc \times S_1$

avec :

S_1 = Le système Bc qui se compose de camions types (30 t).

Le coefficient b c, donné dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : les valeurs de coefficient b_1

Nombre des voies	1	2
1er	1.20	1.10
2eme	1	1

✓ Pour une voie chargée:

$$bc = 1$$

$$S = 30 \times 2 \times 1 = 60t.$$

$$u = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 95.90)) + 0,6 / (1 + 4 (626.573 / 60)).$$

Donc : $u = 1.034$

✓ Pour deux voies chargées:

$$bc = 1$$

$$S = 30 \times 4 \times 1 = 120 t$$

Donc : $u = 1,047$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique de surcharge B

	L(m)	G(t/m)	G(t)	1 file	2 file	S1(t)	S2(t)	u1	u2
1ere cas	95.90	6.55	626.573	1	1	60	120	1.034	1.047

Donc le coefficient de majoration dynamique = 1.047

Tableau II .10 charge maximum par essieu de Bc

N bre de voies chargée	b c	Charge par essieu (t)		
1	1	E.AV	1 x 6 x 1 x 1,047	6.282
		E.AR	1 x 12 x 1 x 1,047	12.564
2	0.8	E.AV	2 x 6 x 1 x 1,047	12.564
		E.AR	2 x 12 x 1 x 1,047	25.128

II.8.2 / Système Bt :

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur la 1ère et 2ème classe, il comporte deux essieux (2x16t) , chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

- ✓ Masse portée par chaque essieu 16 t
- ✓ □ Distance entre les deux essieux 1,35 m
- ✓ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

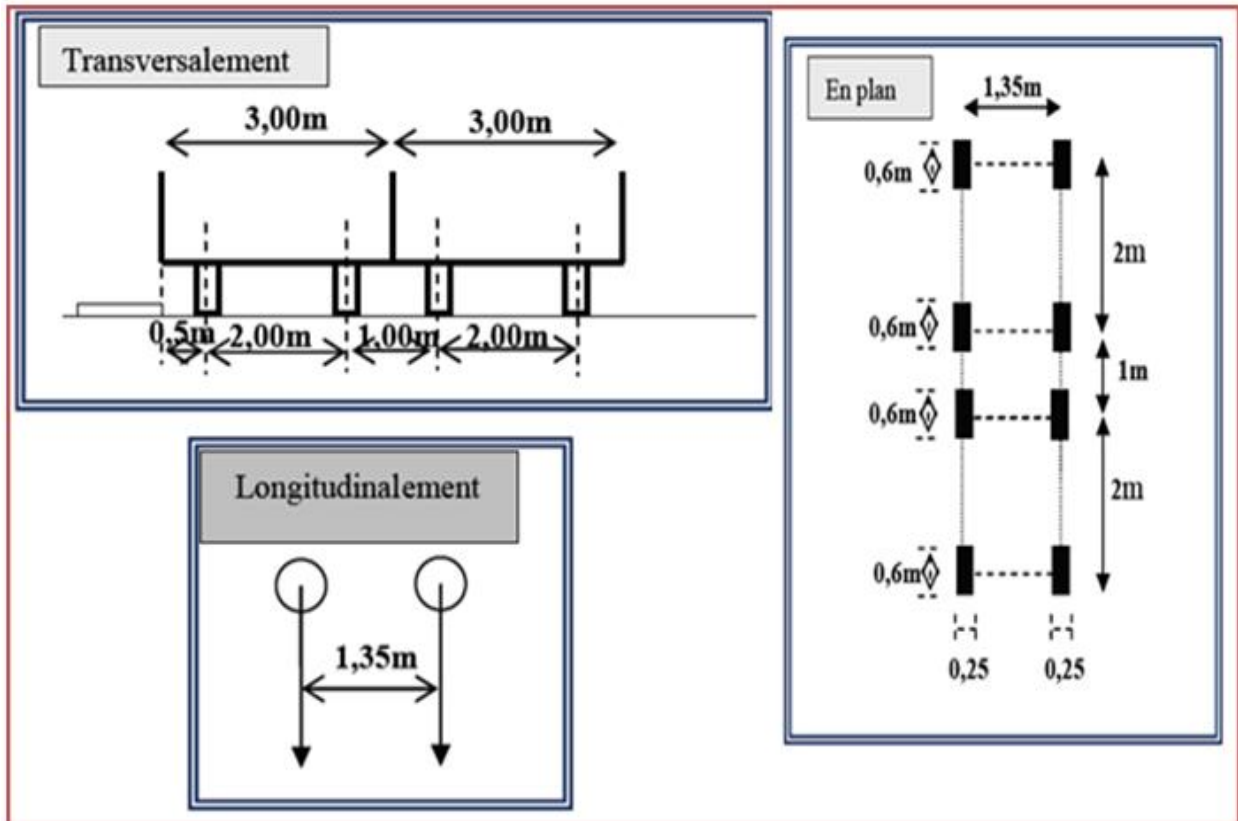


Figure II.8:Dimensions de système B_t

- ✓ Calcul des coefficients dynamiques :

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t :

Tableau II.11 : Les valeurs du coefficient b_t

Classe	1 ^{er}	2eme
le coefficient	1	0.9

Les charges du système B_t sont frappées par un coefficient de majoration dynamique :

$$= 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

$$L = 30\text{m}$$

$$G = 651\text{t}$$

bt = 0.9 pour de la 2eme classe.

$$S = s \times bt = 32 \times 0.9 = 28.8 \text{ t}$$

$$= 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 30)) + 0,6 / (1 + 4 \times (651 / 28.8)) = 1.065$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : charge maximum par essieu de B_t

Désignation	s	bt		essieu (16t)
1 Tandem	32	0.9	1.065	15.43
2 Tandems	64	0.9	1.071	30.85

II.8.3 / Système B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 x 0,3m, qui peut être placée à n'importe quelle position de la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

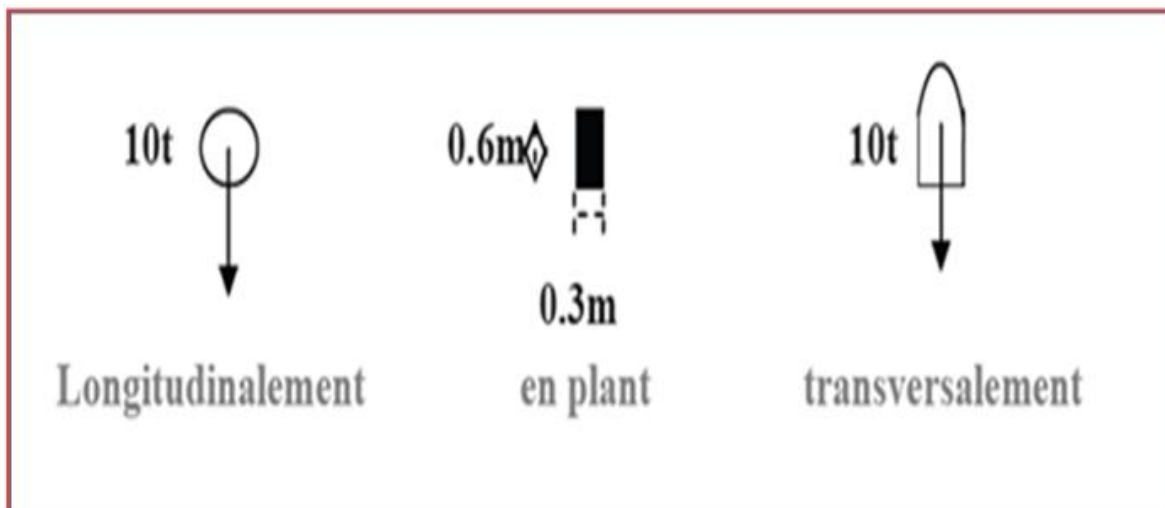


Figure II.9:Dimensions de système B_r

✓ Calcul des coefficients dynamiques :

La charge de système Br est frappée par un coefficient de majoration dynamique :

$$= 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$G = 651 \text{ t}$$

$$S = 10 \text{ t}$$

$$= 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 30)) + 0,6 / (1 + 4 \times (651 / 10)) = 1.059.$$

Tableau II.13 : charge maximum par essieu de Br

<i>Désignation</i>	<i>s</i>		<i>Roue (10t)</i>
Br	10	1.059	10.57

III. 1/ Introduction:

Les forces sismiques étant par nature cycliques et dynamique, la structure des bâtiments doit être calculée pour résister à ces forces d'amplitude très importante.

L'étude sismique consiste en l'évaluation des forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismique pour chaque niveau de la structure. Plusieurs méthodes permettent l'évaluation de cet effort sismique. (Statique et dynamique)

III.2 / Objectifs de l'étude sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.3 / Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :

III.3.1 / Zone sismique :

Structure est implantée dans la wilaya de Tissemsilt qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

III.3.2 / Importance de l'ouvrage (catégorie) :

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est un bâtiment recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes donc elle est classée dans le groupe d'usage **1B**.

III.4 / choix de la méthode de calcul :

III.4.1/ Méthodes utilisables :

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

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique.

III.4.2/Conditions d'application de la méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- ✓ Le bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65cm en zones **I** et **II** et à 30cm en zone **III**.
- ✓ Le bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone I** :Tous les groupes.
 - **Zone II** : Groupe d'usage3
 - ✓ Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux 23m.
 - ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux 17m.
 - ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux 10m.
 - **Zone III** :
 - Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux 8m.

III.4.3 / Méthodes dynamiques :

-) La méthode d'analyse modale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique n'est pas permise.
-) La méthode d'analyse d dynamique peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisée ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

III.5/ Modélisation de la structure :

Notre structure est composée de cinq blocs (A1, A2, B1, B2, C), pour résumer les calculs et comme on a des blocs identiques donc on fait l'étude sismique seulement pour les blocs C, A1, B1, et on généralise les résultats obtenus aux autres blocs.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux, l'utilisation de l'outil informatique s'impose dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique nom **(RSA)**.

III.5 .1/ Présentation du logiciel du calcul:

Le robot est un logiciel de modélisation, d'analyse et dimensionnement des différents types de structures. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure

III.5 .2/ Caractéristiques géométriques des blocs :

) Bloc A1 :

Le bloc est composé de R+3 avec terrasse inaccessible et la rompe dont les caractéristiques géométrique sont représenté dans la figure suivant :

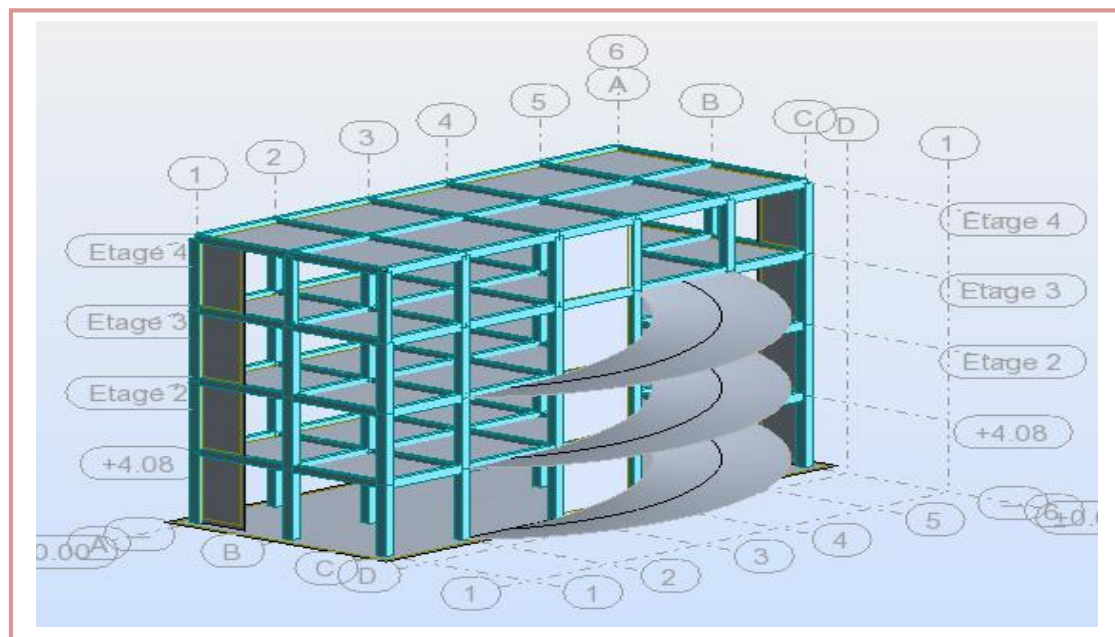


Figure III.1 : Dimensions en 3D bloc A1

b) Bloc B1 :

Le bloc est composé de R+3 avec terrasse inaccessible dont les caractéristiques géométrique sont représenté dans la figure suivant :

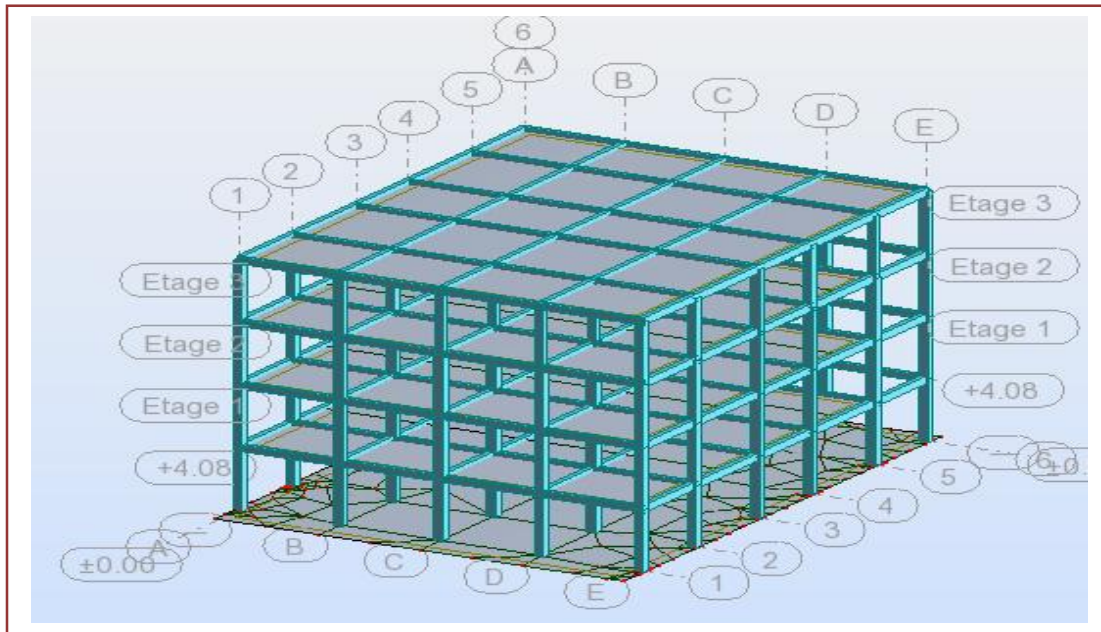


Figure III.2 : Dimensions en 3D bloc B1

) Bloc C :

Le bloc est composé de R+3 les caractéristiques géométriques sont représentés dans la figure suivant :

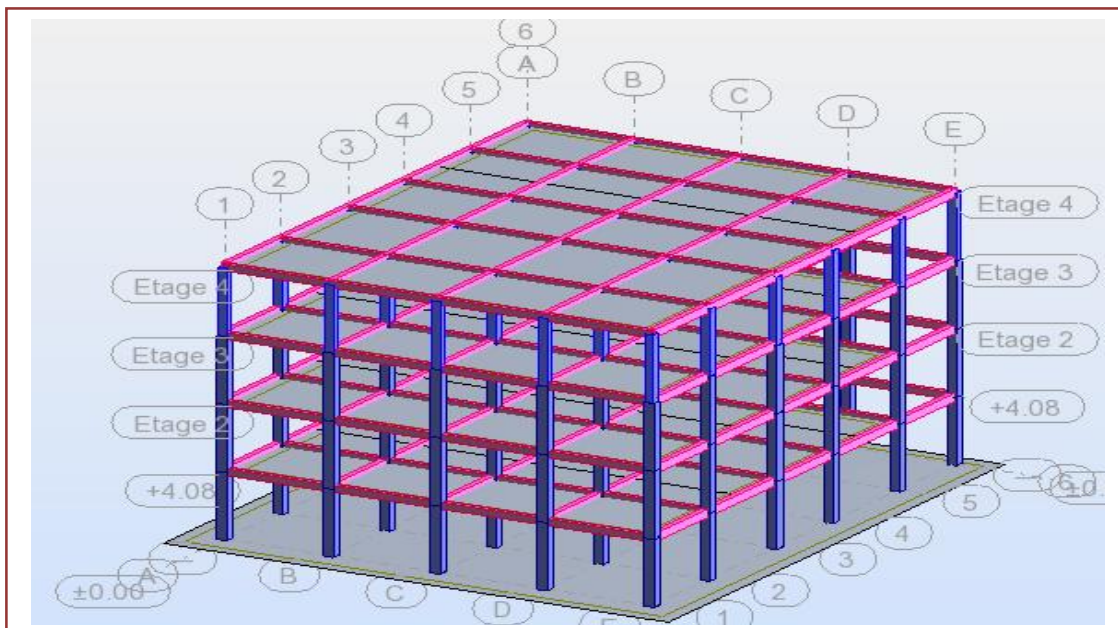


Figure III.3 : Dimensions en 3D bloc C

III.6 /application de la méthode d'analyse modale spectrale :

III.6.1 / Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99/2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \times X = \begin{cases} 1.25A \cdot 1 \Gamma \frac{T}{T_1} \cdot 2.5y \frac{Q}{R} Z1 & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5y \cdot f \cdot 1.25AA \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y \cdot f \cdot 1.25AA \frac{Q}{R} \cdot \frac{T_2}{T}^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5y \cdot f \cdot 1.25AA \frac{T_2}{3}^{2/3} \cdot \frac{3}{T}^{5/3} \cdot \frac{Q}{R} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Γ : Facteur de correction d'amortissement

f : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

IV.6.2 / Détermination des paramètres du spectre de réponse :

a) Coefficient d'accélération de zone **A**:

A : coefficient d'accélération donne par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (Zone IIa, groupe 1B) : **A = 0.20**.

b) Coefficient de comportement global de la structure **R**:

Donne par le tableau (4.3) :

Pour bloc A1 :

Mixte portiques / voiles avec interaction **R= 2**.

Pour les deux blocs B1 et C :

portique auto stable **R= 5**.

Chapitre III: Étude dynamique de structure

c) Facteur de qualité Q:

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + P_q$.

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

Tableau III.1 : Valeur de Facteur de qualité (Q)

Critère « q »	Bloc C		Bloc A1		Bloc B1	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
Condition minimales sur les files de contreventement.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Redondance en plan.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Régularité en plan.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Régularité en élévation.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Facteur de qualité (Q)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15

d) Classification du site:

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (S_2).

Périodes caractéristiques T_1 , T_2 :

Pour un site type S_2 : donne par le tableau (4.7) :

$$T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.40 \text{ s}$$

e) Nombre de modes à considérer :

Selon le RPA 99 / version 2003 pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

$$\text{Dans notre cas, } K \geq 3\sqrt{4} \quad K \geq 6 \quad K \geq 6$$

f) Le facteur d'amplification dynamique moyenne :

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

➤ Coefficient de correction d'amortissement :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\gamma = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \quad | \quad 0.7$$

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

$\zeta = 5\%$ pour un contreventement mixte $\gamma = 6$.

$$\gamma = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0.935$$

D'autre part on a $T_2 < T < 3.0 S$

➤ La période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques

La formule empirique à utiliser est la suivante :

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

Avec :

h_N : hauteur de la structure

C_T : coefficient de correction de la période fondamentale

révisé en vertu de l'arrêté du 11/03/2003. (4.6) R 99/2003.

Tableau III.2 : La période fondamentale de la structure et Facteur d'amplification dynamique

	C_T	Sons	$T = C_T h_N^{3/4}$	D_x	D_y
Bloc A1	0.05	Sens X	0.649	2.3385	2.3385
		Sens Y	0.649		
Bloc B1	0.05	Sens X	0.649	2.3385	2.3385
		Sens Y	0.649		
Bloc C	0.05	Sens X	0.649	2.3385	2.3385
		Sens Y	0.649		

III.6.3 / Disposition des voiles :

a) Bloc A1 :

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Mode de vibration et taux de participation massique bloc A1

Mode	Fréquence	Période	Facteur de participation massique (%)			
			Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y	Masses modale U_x	Masses modale U_y
1	2.79	0.36	0.00	63.35	0.00	63.35
2	4.20	0.24	65.66	63.35	65.66	0.00
3	5.64	0.18	66.14	63.41	0.047	0.06
4	5.73	0.17	80.03	73.83	2.89	0.41
5	5.83	0.17	94.27	94.67	0.18	7.58
6	6.00	0.17	94.29	94.73	0.23	0.03
7	6.43	0.16	94.59	94.99	0.15	8.07
8	7.33	0.14	95.60	95.32	0.00	1.38

Chapitre III: Étude dynamique de structure

D'après les résultats de tableau VI. 2 on constate que :

✓ La période de calcul automatique est : $T_d = 0.36 S$.

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_d doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a : $T_c = 1.30T = 0.41 S$

Donc : $T_d = 0.36 < T_c = 0.41 S$ vérifiée

✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.

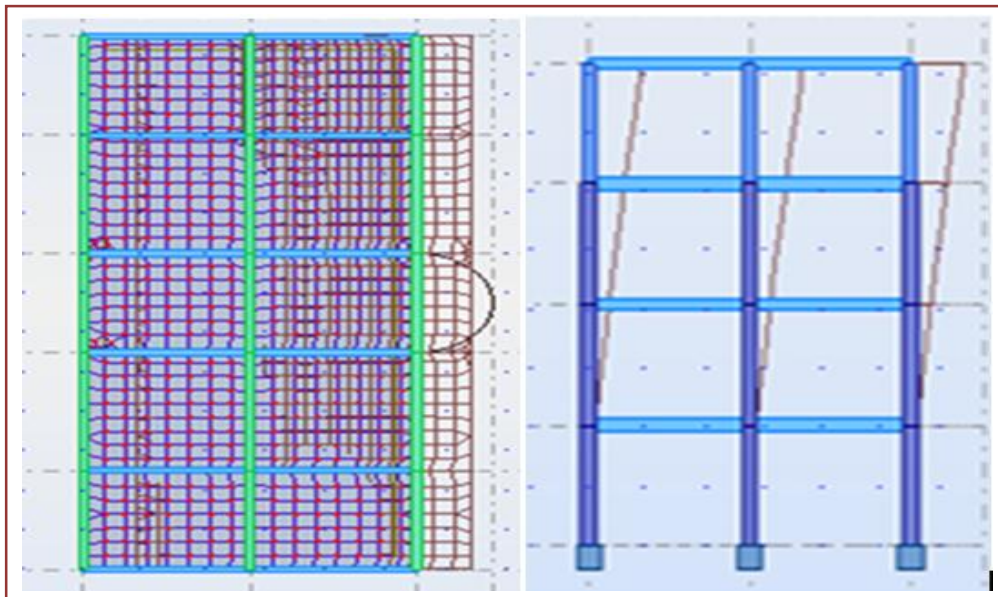


Figure III.4: Premier mode (translation XX) bloc A1

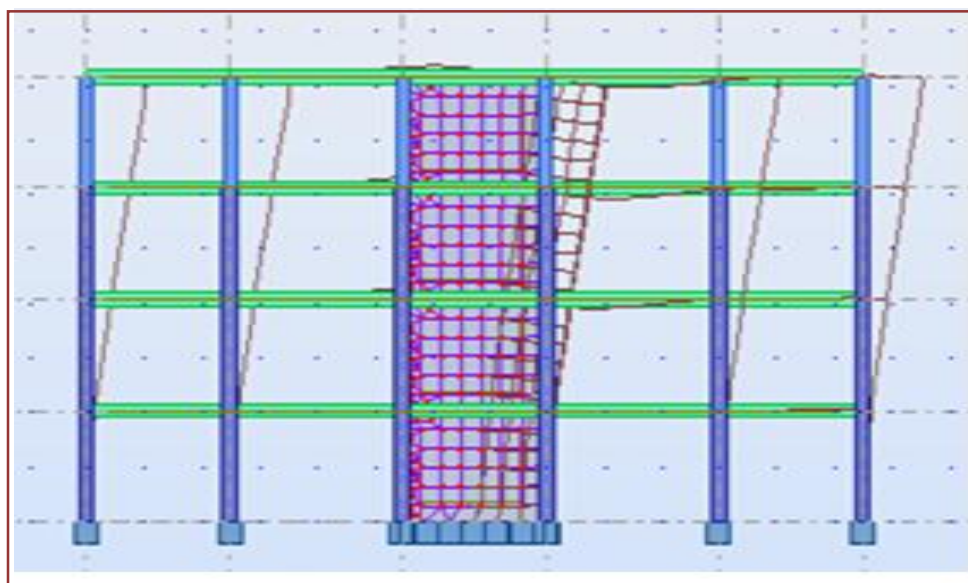


Figure III.5 : Deuxième mode (translation YY) bloc A1

b) Bloc B1 :

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Mode de vibration et taux de participation massique bloc B1

Mode	Fréquence	Période	Facteur de participation massique (%)			
			Masses cumulées U_X	Masses cumulées U_Y	Masses modale U_X	Masses modale U_Y
1	1.57	0.64	83.89	0.00	83.89	0.00
2	1.73	0.58	83.89	84.43	0.00	84.43
3	1.76	0.57	83.90	84.43	0.01	0.00
4	4.80	0.21	94.27	84.43	10.38	0.00
5	5.13	0.19	94.27	94.67	0.00	10.24
6	5.36	0.19	94.29	94.73	0.02	0.06
7	8.48	0.12	98.50	94.73	4.21	0.00
8	8.78	0.11	98.51	98.70	0.00	3.97

D'après les résultats de tableau VI. 2 on constate que :

✓ La période de calcul automatique est : $T_d = 0.64 S$.

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_d doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a: $T_c = 1.30T = 0.843 S$

Donc :

$$T_d = 0.64 < T_c = 0.843 C \quad \text{v é r i é e}$$

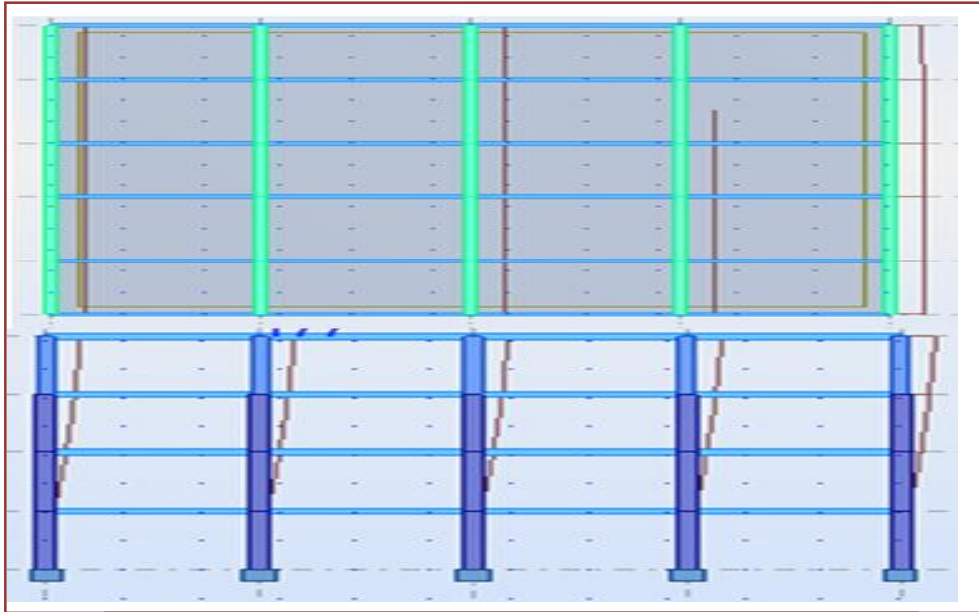


Figure III.7: Premier mode (translation XX) bloc B1

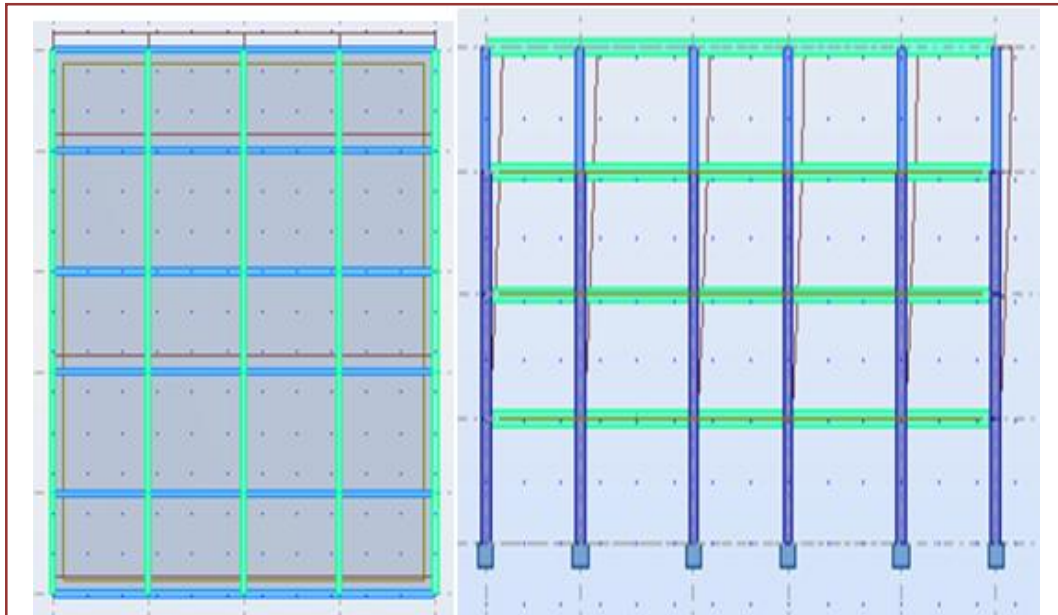


Figure III.8: Deuxième mode (translation YY) bloc B1

Chapitre III: Étude dynamique de structure

c) **Bloc C :**

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Mode de vibration et taux de participation massique bloc C

Mode	Fréquence	Période	Facteur de participation massique (%)			
			Masses cumulées U_X	Masses cumulées U_Y	Masses modale U_X	Masses modale U_Y
1	1.42	0.70	82.82	0.00	82.82	0.00
2	1.59	0.63	82.82	83.79	0.00	83.79
3	1.68	0.63	82.82	83.79	0.01	0.00
4	4.45	0.22	93.83	83.79	11.01	0.00
5	4.80	0.21	93.83	94.37	0.00	10.58
6	5.16	0.19	93.84	94.37	0.01	0.00
7	8.06	0.12	98.37	94.37	4.54	0.00
8	8.40	0.12	98.37	98.60	0.00	4.23

D'après les résultats de tableau VI. 2 on constate que :

✓ La période de calcul automatique est : $T_d = 0.64 S$.

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_d doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_c = 1.30T = 0.843 S$$

Donc :

$$T_d = 0.70 < T_c = 0.843 S \quad \text{v é r i f i é e}$$

les 5 premiers modes atteindre les 90% dans le sens de X.

les 6 premiers modes atteindre les 90% dans le sens de Y.

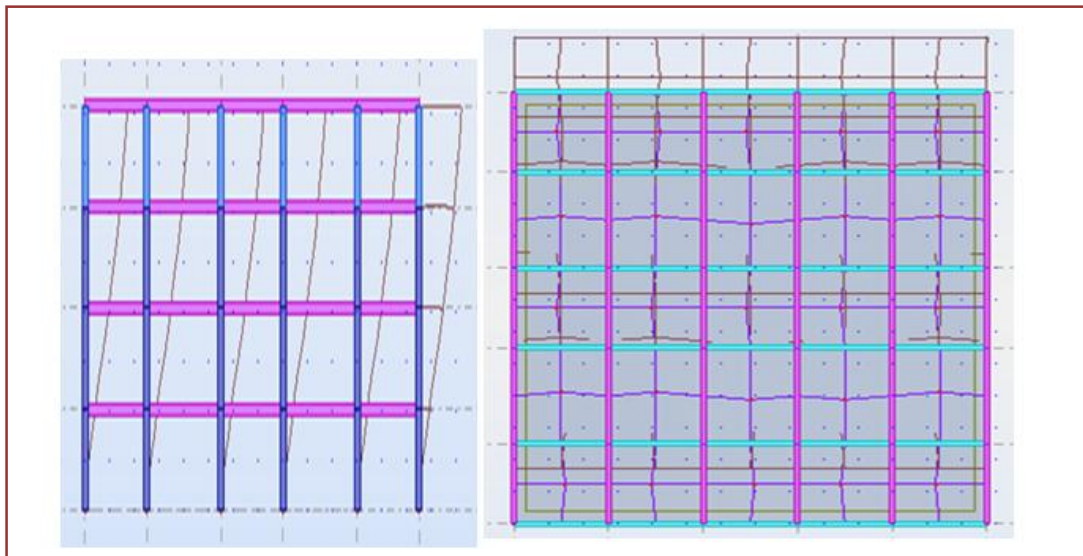


Figure III.10 : Premier mode (translation XX) bloc C

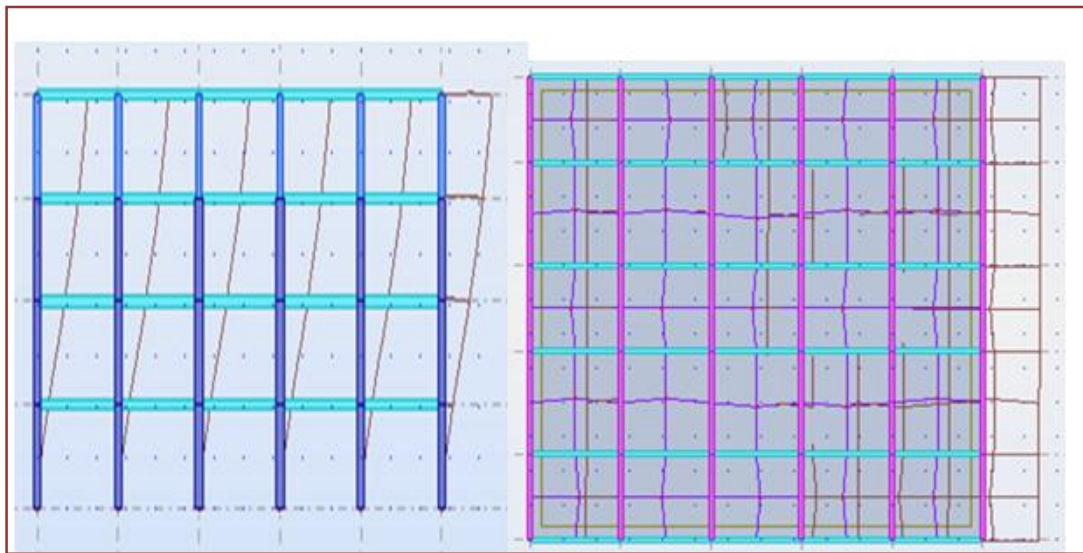


Figure III.11 : Deuxième mode (translation YY) bloc C

III.6.4 / Détermination du poids total de la structure :

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{a} \quad W_i = W_G + \beta W_Q$$

W_G : p dû a cha p .

W_Q : cha d'e. .

β : c_i d p ér q e t e f d l u n e l u d é e d

l u cha d'e. e d é e p l u t i (4.5)R 99/2003

d n c_i $\beta = 0.30$.

Chapitre III: Étude dynamique de structure

On tire les masses de chaque étage à partir de robot :

Les résultats des masses et des poids de chaque étage pour chaque bloc sont représenté dans les tableaux suivants :

Tableau III.6 : Poids totale de bloc A1

Etage	Wi (kg)	Wi (kN)	W cum (kN)
Terrasse	289967.10	2899.67	2899.67
R+3	367729.13	3677.29	6576.69
R+2	367729.13	3677.29	10254.25
R+1	367729.13	3677.29	13931.54
Poids totale de bloc			13931.54

Tableau III.7 : Poids totale de bloc B1

Etage	Wi (Kg)	Wi (kN)	W cum (kN)
Terrasse	449435.05	4494.35	4494.35
R+3	450220.48	4502.20	8996.55
R+2	450220.48	4502.20	13498.75
R+1	450220.48	4502.20	18000.96
Poids totale de bloc			18000.96

Tableau III.8 : Poids totale de bloc C

Etage	Wi (Ton)	Wi (kN)	Wcum (kN)
Terrasse	556161.25	5561.61	5561.61
R+3	559855.26	5598.55	11160.16
R+2	559855.26	5598.55	16758.71
R+1	559855.26	5598.55	22357.27
Poids totale de bloc			22357.27

III.6.5 / Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent :

La force sismique totale appliquée à la base de bloc doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

a) **Bloc A1:**

$$V_{X,S1} = V_{Y,S1} = \frac{0.20 \times 2.3385 \times 1.15}{2} \times 13931.54 = 1498.63 \text{ k}$$

b) **Bloc B1:**

$$V_{X,S1} = V_{Y,S1} = \frac{0.20 \times 2.3385 \times 1.15}{5} \times 18000.96 = 1936.39 \text{ k}$$

c) **Bloc C:**

$$V_{X,S1} = V_{Y,S1} = \frac{0.20 \times 2.3385 \times 1.15}{5} \times 22357.27 = 2404.99 \text{ K}$$

III.6.6 / Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \left\{ \begin{array}{ll} 0.07T & S \quad T > 0.7S \\ 0 & S \quad T \leq 0.7S \end{array} \right\} c$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_j : Effort horizontal revenant au niveau i

h_j : Niveau de plancher où s'exerce la force F_j

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T < 0.7 \text{ Sec}$ donc $F_t = 0 < 0.25 V c$ vérifiée

$$V_{x,d} = V_{y,d}$$

Chapitre III: Étude dynamique de structure

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur bloc A1

Niveau	H (m)	Wi (kN)	H x Wi	Wi x Hi	$V_x=V_y$	$F_x= F_y$	V_k
Terrasse	16.32	2899.67	4732263.07	13734272.2	1498.63	516.37	516.37
3	12.24	3677.29	4501004.55	13734272.2	1498.63	491.14	1007.50
2	8.16	3677.29	3000669.7	13734272.2	1498.63	327.43	1334.92
1	4.08	3677.29	1500334.85	13734272.2	1498.63	163.72	1498.63
Total							1498.63

Tableau III.10 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur bloc B1

Niveau	H (m)	Wi (kN)	H x Wi	Wi x Hi	$V_x=V_y$	$F_x= F_y$	V_k
Terrasse	16.32	4494.35	73347.792	183381.56	1936.39	774.51	774.51
3	12.24	4502.20	55106.928	183381.56	1936.39	581.89	1356.4
2	8.16	4502.20	36557.864	183381.56	1936.39	386.03	1742.43
1	4.08	4502.20	18368.976	183381.56	1936.39	193.97	1936.39
Total							1936.39

Chapitre III: Étude dynamique de structure

Tableau III.11 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur bloc C

Niveau	H (m)	Wi (kN)	H x Wi	Wi x Hi	$V_x=V_y$	$F_x= F_y$	V_k	
Terrasse	16.32	5561.61	90765.48	227594.037	2402.99	959.13	959.13	
3	12.24	5598.55	68526.26	227594.037	2402.99	724.12	1683.25	
2	8.16	5598.55	45460.23	227594.037	2402.99	480.38	2163.63	
1	4.08	5598.55	22842.09	227594.037	2402.99	241.38	2402.99	
Total								2402.99

III.7/ Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA :

III.7.1/ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

D'après le RPA99/2003, la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente,

$$V_t \geq 0.8V_x$$

- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure bloc A1 :

Sens X: $V_{t,x}$ X3576.99KN 3576.99 Ψ 0,80(1498.63)condition vérifiée
 V_x X1498.63KN

Sens-Y: $V_{t,y}$ X1327.35KN 1327.35 ϕ 0,80(1498.63)condition vérifiée
 V_y X1498.63KN

- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure bloc B1 :

Sens X: $V_{t,x}$ X2350KN 2350 Ψ 0,80(1936.39)condition vérifiée
 V_x X1936.39KN

Sens - Y: $V_{t,y}$ X2084.28KN 2084.28 ϕ 0,80(1936.39)condition vérifiée
 V_y X1936.39KN

- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure bloc C :

$$\text{Sens X: } \begin{matrix} V_{tx} & \times & 5615.02N \\ V_x & \times & 2402.99KN \end{matrix} \qquad 5615.02 \Psi 0,80(2402.99) \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sens-Y: } \begin{matrix} V_{ty} & \times & 6105.23KN \\ V_y & \times & 2402.99 KN \end{matrix} \qquad 6105.23 \phi 0,80(2402.99) \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.7.2/ Effets de l'excentricité accidentelle :

a) Bloc A1 :

- Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse :

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, rampes, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum I_x X_i}{\sum I_x} \quad ; \quad Y_t = \frac{\sum I_y Y_i}{\sum I_y}$$

Et les coordonnées du centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant :

(à partir de logiciel **(RSA)**)

Tableau III.12: Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité bloc A1

Etage	$X_G (m)$	$Y_G (m)$	$X_t (m)$	$Y_t (m)$
TOITURE	5.50	13.50	5.50	13.50
R+3	7.15	13.50	7.64	13.53
R+2	7.15	13.50	7.64	13.53
R+1	7.15	13.50	7.64	13.53

Donc le centre de masse globale de la structure est la moyenne des centres de masse des différents niveaux : (7.15, 13.50) m

Et le centre de torsion globale de la structure est la moyenne des centres de torsion des différents niveaux :(7.64. 13.53) m

✓ Evaluation des excentricités :

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ Excentricité théorique :

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

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.13: Excentricité théorique dans les deux sens bloc A1

Etage	$e_x(m)$	$e_y(m)$
Terrasse	0.00	0.00
R+3	0.49	0.03
R+2	0.49	0.03
R+1	0.49	0.03

✓ Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = M \quad \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_y = 1.35 \text{ m}$$

Donc :

$$e = M \quad \{e_x; e_y; e_a\} = 1.35 \text{ m}$$

b) Bloc B1:

➤ **Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse :**

Tableau III.14: Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité bloc B1

Etage	$X_G (m)$	$Y_G (m)$	$X_t(m)$	$Y_t (m)$
TOITURE	11.00	13.50	11.00	13.50
R+3	10.75	13.16	11.00	13.50
R+2	10.75	13.16	11.00	13.50
R+1	10.75	13.16	11.00	13.50

Donc le centre de masse globale de la structure est : (10.75, 13.16) m

Et le centre de torsion globale de la structure est : (11.00, 13.50) m

➤ **Evaluation des excentricités :**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ **Excentricité théorique :**

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

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Tableau III.15: Excentricité théorique dans les deux sens bloc B1

Etage	$e_x(m)$	$e_y(m)$
Terrasse	0.00	0.00
R+3	0.25	0.34
R+2	0.25	0.34
R+1	0.25	0.34

✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_u = M \quad \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_y = 1.35 \text{ m}$$

Donc :

$$e = M \quad \{e_x; e_y; e_u\} = 1.35 \text{ m}$$

c) Bloc C :

➤ **Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse :**

Tableau III.16: Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité bloc C

Etage	$X_G (m)$	$Y_G (m)$	$X_t(m)$	$Y_t (m)$
TOITURE	13.75	13.50	13.75	13.50
R+3	13.75	13.77	13.75	13.50
R+2	13.75	13.77	13.75	13.50
R+1	13.75	13.77	13.75	13.50

Donc le centre de masse globale de la structure est : (13.75, 13.77) m

Et le centre de torsion globale de la structure est : (13.75, 13.50) m

➤ **Evaluation des excentricités :**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ **Excentricité théorique :**

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

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Tableau III.17: Excentricité théorique dans les deux sens bloc C

Etage	$e_x(m)$	$e_y(m)$
Terrasse	0.00	0.00
R+3	0.00	0.27
R+2	0.00	0.27
R+1	0.00	0.27

✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_u = M \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_x = 1.375 \text{ m}$$

Donc :

$$e = M \{e_x; e_y; e_u\} = 1.375 \text{ m}$$

III.7.3/ Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du le RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{ét_i}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_e$$

Et :

Ω_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_e : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

La vérification se fait selon les deux directions et en se basant sur les combinaisons

Suivantes :

$$\begin{aligned} & G \Gamma Q \{ S_x \\ & G \Gamma Q \{ S_y \\ & 0,8G \{ S_x \\ & 0,8G \{ S_y \end{aligned}$$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

a) Bloc A1 :

Tableau III.18 : Déplacement inter-étage dans le sens XX bloc A1

Etage	Ux ek(m)	$\delta_k(m)$	k	HE	1%HE	$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$
R+3	0.003	0.003	0.004	4.08	0.0408	C.V
R+2	0.009	0.007	0.002	4.08	0.0408	C.V
R+1	0.017	0.009	0.002	4.08	0.0408	C.V
RDC	0.024	0.011	0.011	4.08	0.0408	C.V

Tableau III.19: Déplacement inter-étage dans le sens YY bloc A1

Etage	$x_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	k	HE	1%HE	$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$
R+3	0.003	0.003	0.003	4.08	0.0408	C.V
R+2	0.007	0.006	0.004	4.08	0.0408	C.V
R+1	0.012	0.010	0.001	4.08	0.0408	C.V
RDC	0.017	0.011	0.011	4.08	0.0408	C.V

b) Bloc B1 :

Tableau III.20: Déplacement inter-étage dans le sens XX bloc B1

Etage	$U_{x_{ek}}(m)$	$\delta_k(m)$	k	HE	1%HE	$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$
R+3	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V
R+2	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V
R+1	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V
RDC	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V

Tableau III.21 : Déplacement inter-étage dans le sens YY bloc B1

Etage	$U_{x_{ek}}(m)$	$\delta_k(m)$	k	HE	1%HE	$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$
R+3	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V
R+2	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V
R+1	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V
RDC	0.0	0.0	0.0	4.08	0.0408	C.V

c) Bloc C :

Tableau III.22: Déplacement inter-étage dans le sens XX bloc C

Etage	$U_{x_{ek}}(m)$	$\delta_k(m)$	k	HE	1%HE	$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$
R+3	0.011	0.011	0.006	4.08	0.0408	C.V
R+2	0.028	0.017	0.003	4.08	0.0408	C.V
R+1	0.041	0.014	0.004	4.08	0.0408	C.V
RDC	0.050	0.01	0.01	4.08	0.0408	C.V

Tableau III.23: Déplacement inter-étage dans le sens YY bloc C

Etage	$U_{x\ ek}(m)$	$\delta_k(m)$	k	HE	1%HE	$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$
R+3	0.001	0.01	0.004	4.08	0.0408	C.V
R+2	0.024	0.014	0.003	4.08	0.0408	C.V
R+1	0.036	0.011	0.003	4.08	0.0408	C.V
RDC	0.043	0.008	0.008	4.08	0.0408	C.V

Conclusion :

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du le RPA99/2003 est vérifiée.

III.7.4/ Justification vis-à-vis de l'effet P- :

Les effets de 2° ordre ou l'effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaites est à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

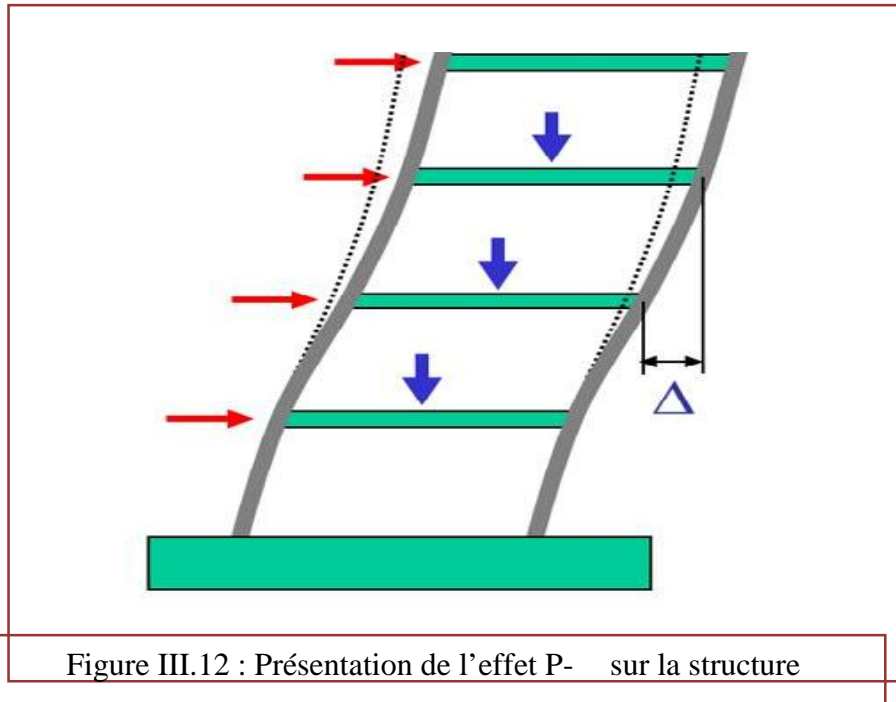
V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

Si $0.10 < \theta < 0.20$ les effets P- peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.



Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

a) Bloc A1 :

Tableau III.24: Vérification de l'effet P- sens XX bloc A1

Niveau	$P_k (k)$	$\Delta_k 10^{-2}(m)$	$F_x (k)$	$V_x (k)$	$h_k (m)$	θ_x
4	2899.67	-0.004	516.37	516.37	4.08	0.00550
3	3677.29	-0.002	491.14	1007.5	4.08	0.00178
2	3677.29	-0.002	327.43	1334.92	4.08	0.00135
1	3677.29	0.011	163.72	1498.63	4.08	0.006615

Tableau III.25: Vérification de l'effet P- sens YY bloc A1

Niveau	$P_k (k)$	$\Delta_k 10^{-2}(m)$	$F_Y (k)$	$V_Y (k)$	$h_k (m)$	θ_x
4	2899.67	0.003	516.37	516.37	4.08	0.004129
3	3677.29	0.004	491.14	1007.5	4.08	0.003578
2	3677.29	0.001	327.43	1334.92	4.08	0.000675
1	3677.29	0.011	163.72	1498.63	4.08	0.006615

Chapitre III: Étude dynamique de structure

b) Bloc B1 :

Tableau III.26 : Vérification de l'effet P- sens XX bloc B1

Niveau	$P_k (k)$	$\Delta_k 10^{-2}(m)$	$F_x (k)$	$V_x (k)$	$h_k (m)$	θ_x
4	4494.35	0.0	774.51	774.51	4.08	0.00
3	4502.20	0.0	581.89	1356.4	4.08	0.00
2	4502.20	0.0	386.03	1742.43	4.08	0.00
1	4502.20	0.0	193.97	1936.39	4.08	0.00

Tableau III .27: Vérification de l'effet P- sens YY bloc B1

Niveau	$P_k (k)$	$\Delta_k 10^{-2}(m)$	$F_Y (k)$	$V_Y (k)$	$h_k (m)$	θ_x
4	4494.35	0.0	774.51	774.51	4.08	0.00
3	4502.20	0.0	581.89	1356.4	4.08	0.00
2	4502.20	0.0	386.03	1742.43	4.08	0.00
1	4502.20	0.0	193.97	1936.39	4.08	0.00

c) Bloc C :

Tableau III .28: Vérification de l'effet P- sens XX bloc C

Niveau	$P_k (k)$	$\Delta_k 10^{-2}(m)$	$F_x (k)$	$V_x (k)$	$h_k (m)$	θ_x
4	5561.61	-0.006	959.13	959.13	4.08	$8.52^{E-0.5}$
3	5598.55	0.003	724.12	1683.25	4.08	2.44^{E-05}
2	5598.55	0.004	480.38	2163.63	4.08	2.54^{E-05}
1	5598.55	0.01	241.38	2402.99	4.08	5.71^{E-05}

Tableau III.29: Vérification de l'effet P- sens YY bloc C

Niveau	$P_k (k)$	$\Delta_k 10^{-2}(m)$	$F_Y (k)$	$V_Y (k)$	$h_k (m)$	θ_x
4	5561.61	0.003	959.13	959.13	4.08	$8.52^{E-0.5}$
3	5598.55	0.004	724.12	1683.25	4.08	2.44^{E-05}
2	5598.55	0.001	480.38	2163.63	4.08	2.54^{E-05}
1	5598.55	0.011	241.38	2402.99	4.08	5.71^{E-05}

Conclusion :

θ_x e θ_y sont inférieure à 0.1 donc l'effet du 2° ordre est négligeable.

III.7.5/ Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles :

Le système est constitué de voile et de portique, avant l'étude sismique nous avons considéré que notre bloc (A1 et A2) est contreventé par des voiles porteurs, d'après le RPA99/2003 pour que la structure soit contreventée par des voiles porteurs il faut que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales.

On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau III.30: Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles bloc A1

Charges repris par ... (kN)		Pourcentage des charges repris par ... (%)	
Portiques	voiles	Portiques	voiles
18364.18	6846.43	72.84	27.16

Conclusion :

les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales donc le système de contreventement est justifié.

III.7.6 / vérification de l'effort normal réduit :

La vérification de l'effort normal réduit a but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\epsilon \leq X \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,30$$

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

B_c : section du poteau.

f_{cj} : résistance caractéristique du béton = 45 Mpa

Chapitre III: Étude dynamique de structure

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous

a) **Bloc A1 :**

Tableau III.31: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons XX Bloc A1

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	V TM 0.30
R+3	(45x45)	-450.35	0.05	C.V
R+2	(50 X 50)	527.77	0.05	C.V
R+1	(50 X 50)	1558.02	0.14	C.V
RDC	(50 X 50)	2374.74	0.21	C.V

Tableau III.32: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons YY Bloc A1

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	V TM 0.30
R+3	(45x45)	1222.63	0.05	C.V
R+2	(50 X 50)	2290.7	0.05	C.V
R+1	(50 X 50)	2880.77	0.14	C.V
RDC	(50 X 50)	3112.67	0.21	C.V

b) **Bloc B1 :**

Tableau III.33: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons XX Bloc B1

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	V TM 0.30
R+3	(45x45)	-2.11	0.00	C.V
R+2	(50 X 50)	-2.87	0.00	C.V
R+1	(50 X 50)	-3.04	0.00	C.V
RDC	(50 X 50)	-3.00	0.00	C.V

Chapitre III: Étude dynamique de structure

Tableau III.34: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons YY Bloc B1

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	V TM 0.30
R+3	(45x45)	34.80	0.01	C.V
R+2	(50 X 50)	29.64	0.01	C.V
R+1	(50 X 50)	24.37	0.00	C.V
RDC	(50 X 50)	40.18	0.00	C.V

c) Bloc C:

Tableau III.35: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons XX Bloc C

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	V TM 0.30
R+3	(45x45)	-2300.84	-0.25	C.V
R+2	(50 X 50)	-3951.33	-0.36	C.V
R+1	(50 X 50)	-5139.75	-0.46	C.V
RDC	(50 X 50)	-5775.02	-0.51	C.V

Tableau III.36: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux sons YY Bloc C

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	V TM 0.30
R+3	(45x45)	2429.01	0.27	C.V
R+2	(50 X 50)	3224.88	0.29	C.V
R+1	(50 X 50)	4185.76	0.296	C.V
RDC	(50 X 50)	2422.08	0.22	C.V

III.7.7/Vérification vis-à-vis du renversement :

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{Si}}{M_{Ri}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison $0.8G \pm E$. En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

Donc :

$$M_s : \text{Moment stabilisant, } M_s = W \times \frac{L}{2}$$

$$M_r : \text{Moment renversant, } M_r = \sum F_i \times h_i$$

W : Poids du bâtiment

b : La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité.

W : Le poids total de la structure dus aux charges permanentes seulement.

$$\text{Et : } M_{Ri} = \sum_{i=1}^n F_i H_i$$

F_i : L'effort sismique de chaque niveau

H : La hauteur de l'étage considérée

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

a) Bloc A1 :

Tableau III.37: Moment de renversement bloc A1

Niveau	Sens XX			Sens YY			
	H (m)	F_x (k)	M_R (kN.m)	H (m)	F_y (k)	M_R (k .m)	
4	16.32	516.37	8427.16	16.32	516.37	8427.16	
3	12.24	491.14	6011.55	12.24	491.14	6011.55	
2	8.16	327.34	2671.83	8.16	327.34	2671.83	
1	4.08	163.72	667.98	4.08	163.72	667.98	
Total			17778.52	Total			17778.52

Chapitre III: Étude dynamique de structure

$$M_{S,x} = 160212.77 \text{ k} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{S,x}}{M_{R,x}} = 9.01 \geq 1.5$$

Donc

$$M_{S,y} = 160212.770 \text{ k} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{S,y}}{M_{R,y}} = 9.01 \geq 1.5$$

b) Bloc B1 :

Tableau III.38: Moment de renversement bloc B1

Niveau	Sens XX			Sens YY			
	H (m)	F_x (k)	M_R (kN.m)	H (m)	F_y (k)	M_R (k .m)	
4	16.32	774.51	12640.00	16.32	774.51	12640.00	
3	12.24	581.89	7122.33	12.24	581.89	7122.33	
2	8.16	386.03	3150.00	8.16	386.03	3150.00	
1	4.08	193.97	791.40	4.08	193.97	791.40	
Total			23703.74	Total			23703.74

$$M_{S,x} = 207010.93 \text{ k} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{S,x}}{M_{R,x}} = 8.37 \geq 1.5$$

Donc

$$M_{S,y} = 207010.930 \text{ k}$$

$$\frac{M_{S,y}}{M_{R,y}} = 8.37 \geq 1.5$$

c) Bloc C:

Tableau III.39: Moment de renversement bloc C

Niveau	Sens XX			Sens YY			
	H (m)	F_x (k)	M_R (kN.m)	H (m)	F_y (k)	M_R (k .m)	
4	16.32	959.13	15653.00	16.32	959.13	15653.00	
3	12.24	724.12	8863.23	12.24	724.12	8863.23	
2	8.16	480.38	3919.90	8.16	480.38	3919.90	
1	4.08	241.38	984.83	4.08	241.38	984.83	
			29420.96				29420.96

$$M_{S,x} = 257108.49 \text{ k} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{S,x}}{M_{R,x}} = 8.74 \geq 1.5$$

Donc :

$$M_{S,y} = 257108.49 \text{ k} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{S,y}}{M_{R,y}} = 8.74 \geq 1.5$$

Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement.

III.8/ Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_m = 15m + (\delta_1 + \delta_2)_m \geq 40m$$

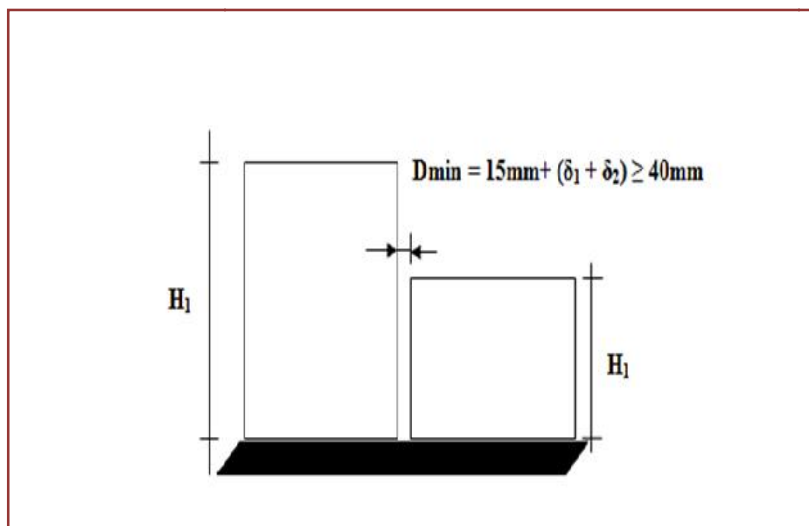


Figure III.13 : Largeur minimum du joint sismique

δ_1 et δ_2 : Déplacements des blocs adjacents

$$\delta_K = R \cdot \delta_e$$

δ_e : Déplacement des blocs sous l'effet des forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

➤ **Calcul de joint 1 :**

$$d_m = 15_m + 13 + 12 = 40 m = 4 c$$

On adopte un joint sismique de 10 cm de largeur.

➤ **Calcul de joint 2 :**

$$d_m = 15 + 12 + 61 = 88 m = 8.8 c$$

On adopte un joint sismique de 10 cm de largeur.

➤ **Calcul de joint 3 :**

$$d_m = 15 + 12 + 61 = 88 m = 8.8 c$$

On adopte un joint sismique de 10 cm de largeur.

➤ **Calcul de joint 4 :**

$$d_m = 15 + 13 + 12 = 40 m = 4 c$$

On adopte un joint sismique de 10 cm de largeur.

IV.1 / Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter l'étude des éléments résistants de la structure.

Cette structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de contreventements, on a utilisé l'outil informatique a travers le logiciel Robot D'analyse des Structures qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

IV.2 / Ferrailage des poteaux :

IV.2.1 / Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations et le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l'excentricité de l'effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l'action horizontale.

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

Tableau IV.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
						$r_s \cdot \sigma_s (M)$
Durable	1	45	25.5	1.15	400	347.83
Accidentelle	1.15	45	25.5	1	400	400

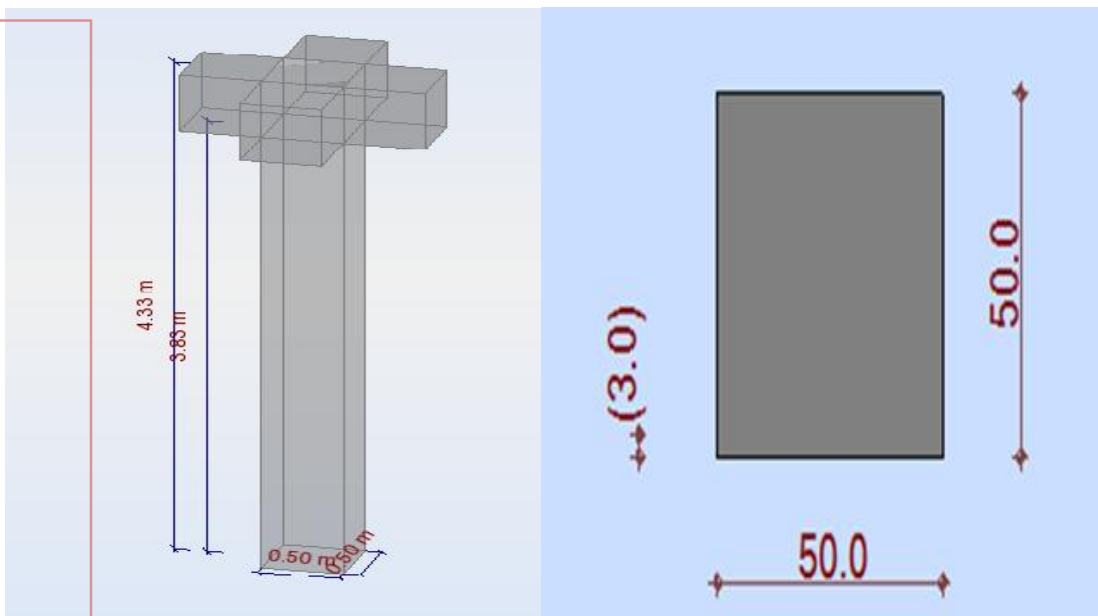
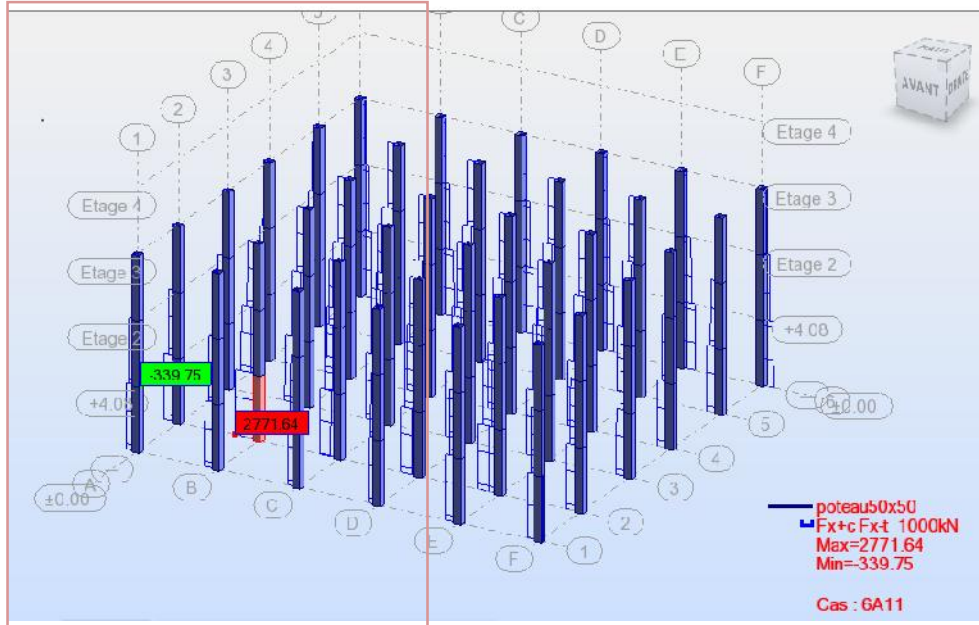
IV.2.2 / Ferrailage des poteaux :

- Dans notre structure on a deux types de poteau :
 - ✓ poteau (50x50) cm.de RDC, 1^{er} et 2eme étage
 - ✓ poteau (45x45) cm.de 3^{eme} étage

a) Bloc C :

➤ poteau (50x50) cm.de RDC, 1^{er} et 2eme étage :

Après le calcul, choix le poteau que existe un grande moment comme la photo suivant :



Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

Après le calcul et ferrailage, nous résumons un résultat dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de (50x50)

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	(m)	(m)	(m)
1	Transversale	HA 400	12	00	23	A =0.44		
2	Transversale	HA 400	12	31	23	A =0.17	B=0.44	C=0.17
3	Transversale	HA 400	12	31	23	A =0.44	B=0.44	C=0.44
4	Transversale Longitudinale	HA 400	12	00	00	A =4.30		

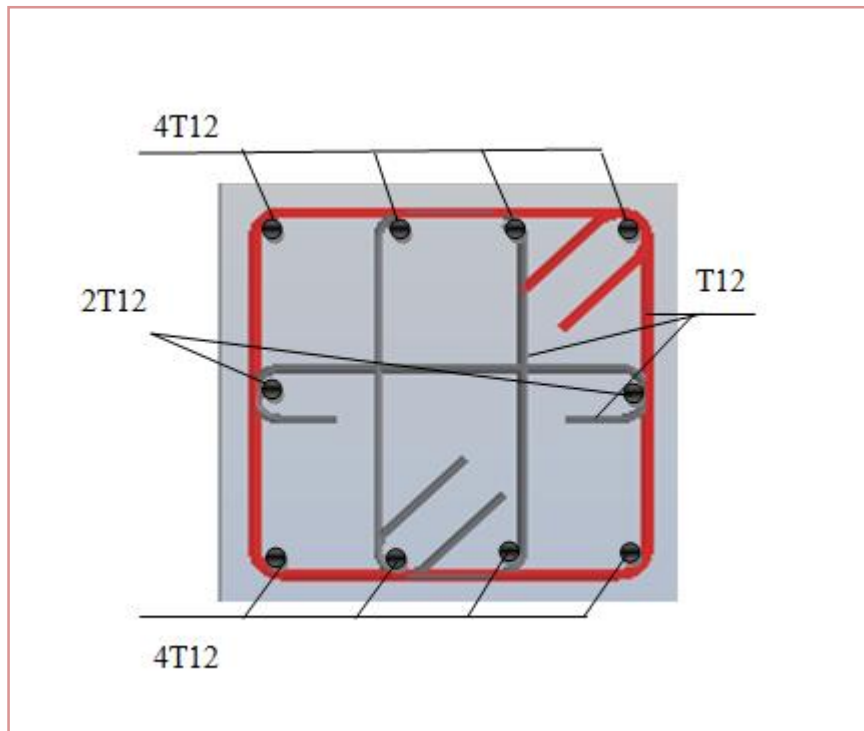


Figure IV.3: ferrailage de poteau (50x50) de bloc C.

NB :

Les détaille de ferrailage (voir en annexe A1)

➤ poteau (45x45) cm.de 3^{ème} étage :

Dans le poteau (45x45), les mêmes étapes :

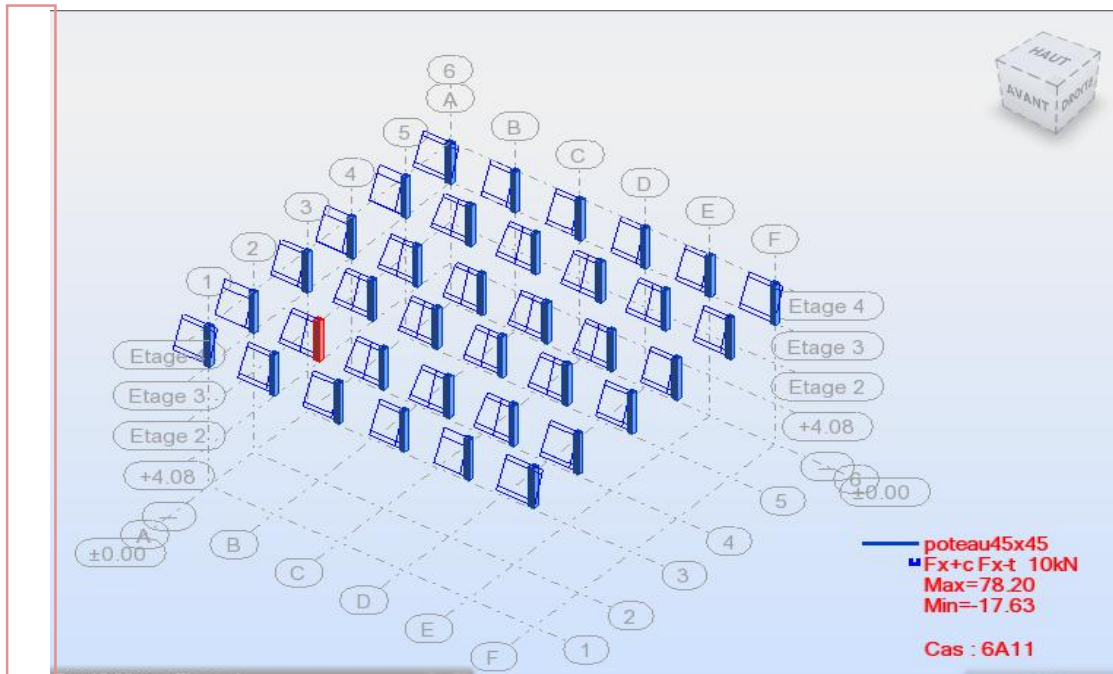


Figure IV.4 : diagramme effort normale de poteau (45x45) cm.

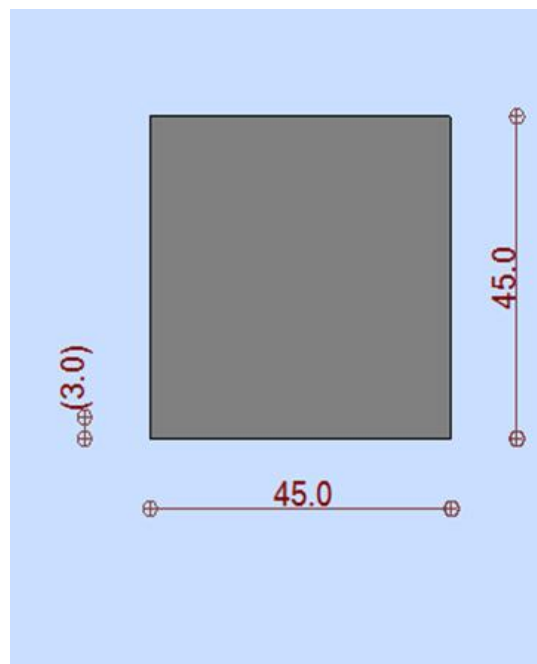


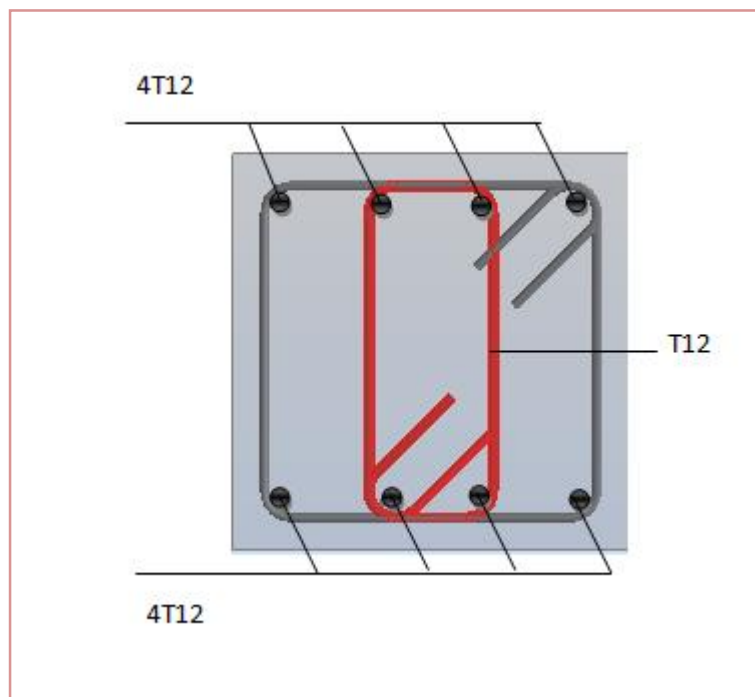
Figure IV.5: schéma de poteau (45x45) cm en 3D et 2D.

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de 3^{ème} étage

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	(m)	(m)	(m)
1	Transversale	HA 400	12	00	23	A =0.44		
2	Transversale	HA 400	12	31	23	A =0.17	B=0.44	C=0.17
3	Transversale	HA 400	12	31	23	A =0.44	B=0.44	C=0.44
4	Longitudinale	HA 400	12	00	00	A =4.15		

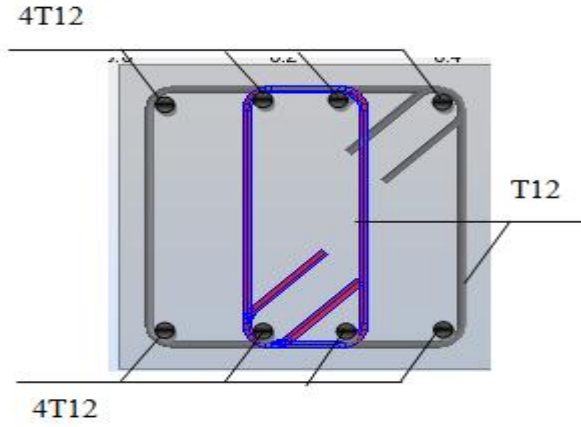
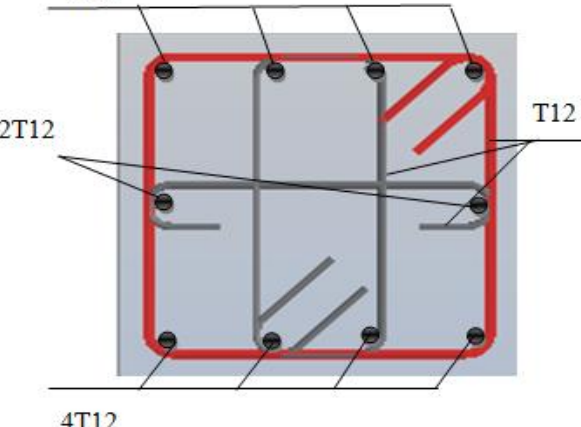
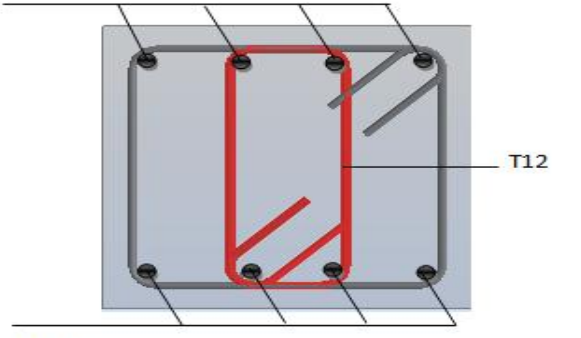
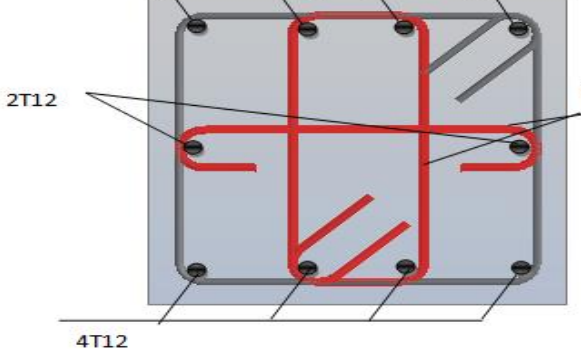


. Figure IV.6: ferrailage de poteau (45x45) de bloc C.

NB :

Les détaille de ferrailage (voir en annexe A2)

- Pour le calcul de ferrailage des autres blocs (A1 et B1) nous allons faire la même méthodologie de calcul pour le ferrailage des éléments (Poteaux) restants de notre projet, résumé dans les tableaux suivants :

<p>Bloc A1</p>	<p>Poteau (45x45)</p>	
	<p>Poteau (50x50)</p>	
	<p>Poteau (45x45)</p>	
<p>Bloc B1</p>	<p>Poteau (50x50)</p>	

IV.3/ Ferrailage Des Poutres :

IV.3.1/ Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux elles ont pour rôle de transmettre les charges et des surcharges apportés par les dalles aux poteaux.

Les poutres principales sont plus sollicitées par rapport aux poutres secondaires.

Les poutres sont calculées à la flexion simple sous deux moments fléchissant, un sur la travée et l'autre au niveau des appuis, les valeurs des moments sont tirées directement du logiciel (RAS) sous les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{selon BAEL91/99} \\ G + Q & \text{selon BAEL91/99} \\ G + Q \pm E & \text{selon RPA99} \\ 0.8 G \pm E & \text{selon RPA99} \end{array} \right\}$$

➤ Dans notre structure on a deux types de poutre :

- ✓ Poutre principale (30 x 50) cm.
- ✓ Poutre secondaire (30 x 40) cm.

Pour deux types de poutre .les mêmes étapes de poteau :

IV.3.2/ Ferrailage

a) Poutre principale (30 x 50) cm.

Après le calcul, chois le poteau que existe un grande moment comme la photo suivant

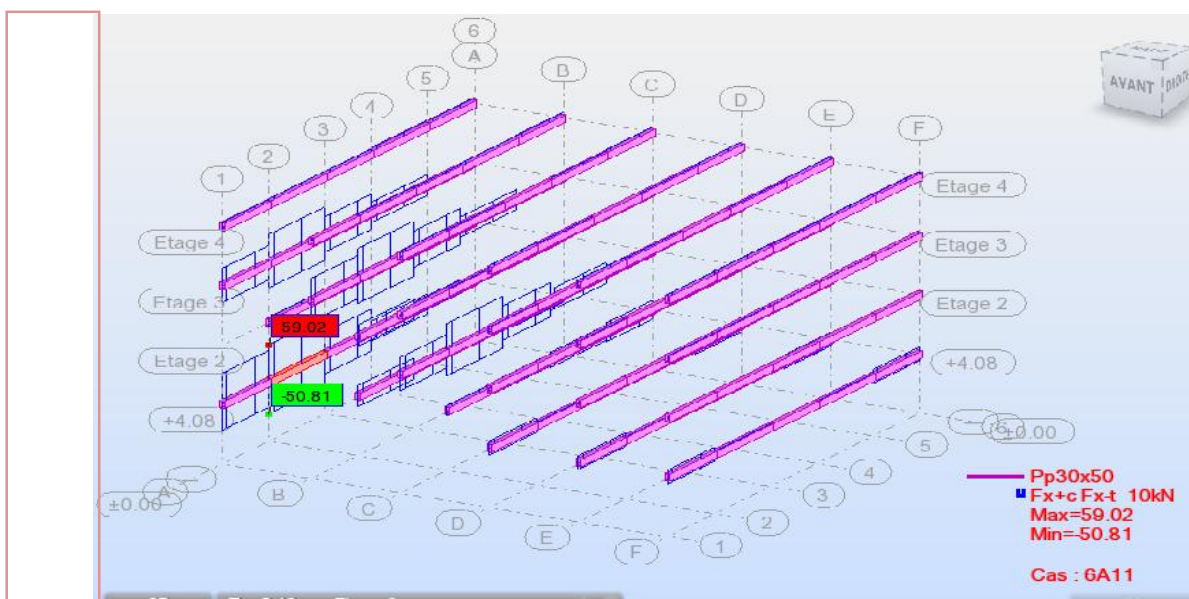


Figure IV.7: diagramme effort normale de poutre principale (30x50) cm.

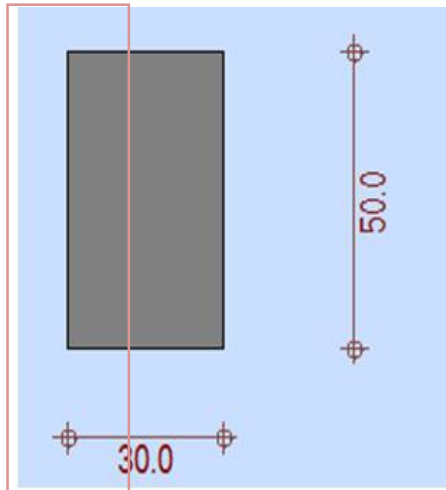


Figure IV.8: schéma de poutre (30x50) cm en 3D et 2D.

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

Tableau V.4: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	(m)	(m)	(m)
1	Transversale principale	HA 400	12	33	28	A =0.10	B= 0.007	C=0.44
2	Principale supérieure	HA 400	12	00	4	A =6.04		
3	Principale inférieure	HA 400	16	00	4	A = 6.22		
4	Transversale principale	HA 400	12	31	14	A =0.24	B= 0.24	C=0.24

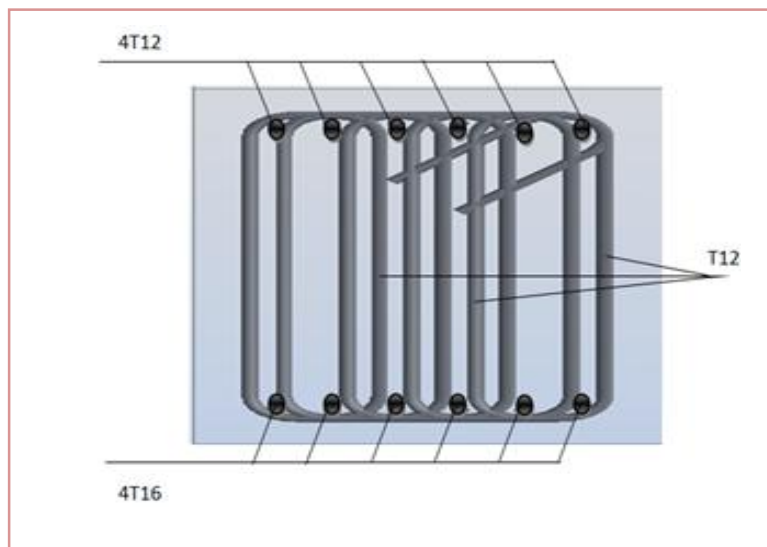


Figure IV.9: ferrailage de poutre (30x50) de bloc C.

NB :

Les détaille de ferrailage (voir en annexe A3).

b) Poutre secondaire (30 x 40) cm :

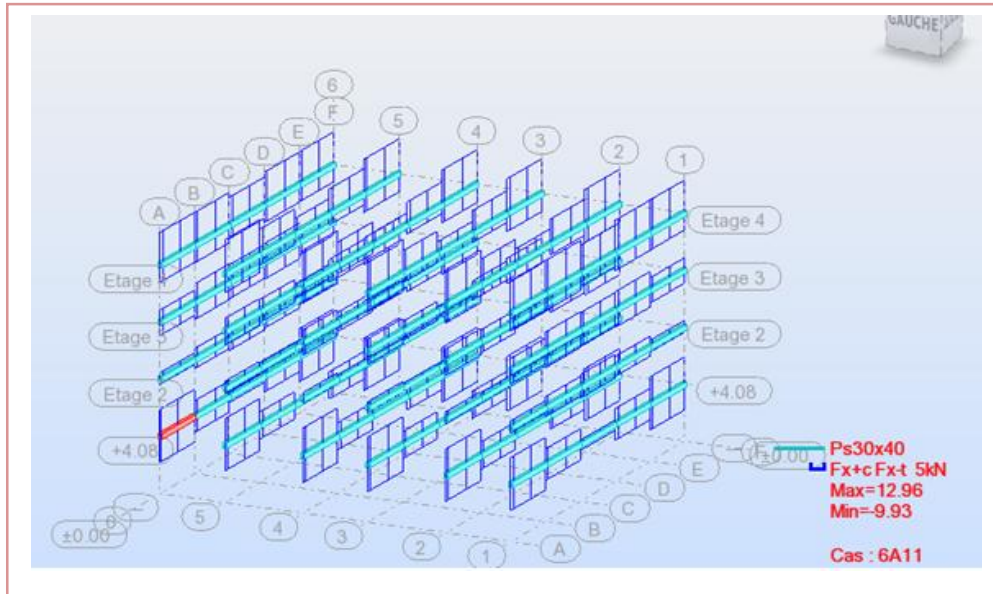


Figure IV.10 : diagramme effort normale de poutre secondaire (30x40) cm Bloc C

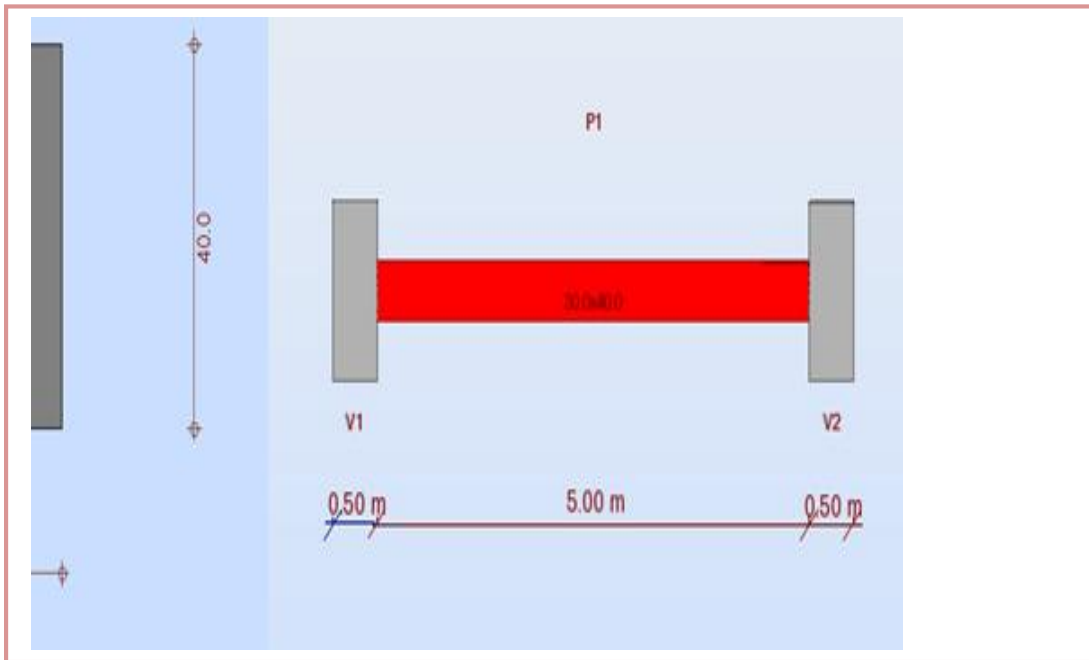


Figure IV.11: schéma de poteau (45x45) cm en 3D et 2D.

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

Tableau IV.5: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaire

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	(m)	(m)	(m)
1	Transversale principale	HA 400	12	33	34	A =0.10	B= 0.07	C=0.34
2	Principale supérieure	HA 400	12	00	4	A =5.54		
3	Principale inférieure	HA 400	16	00	4	A = 5.72		
4	Transversale principale	HA 400	12	31	17	A =0.24	B= 0.34	C=0.24

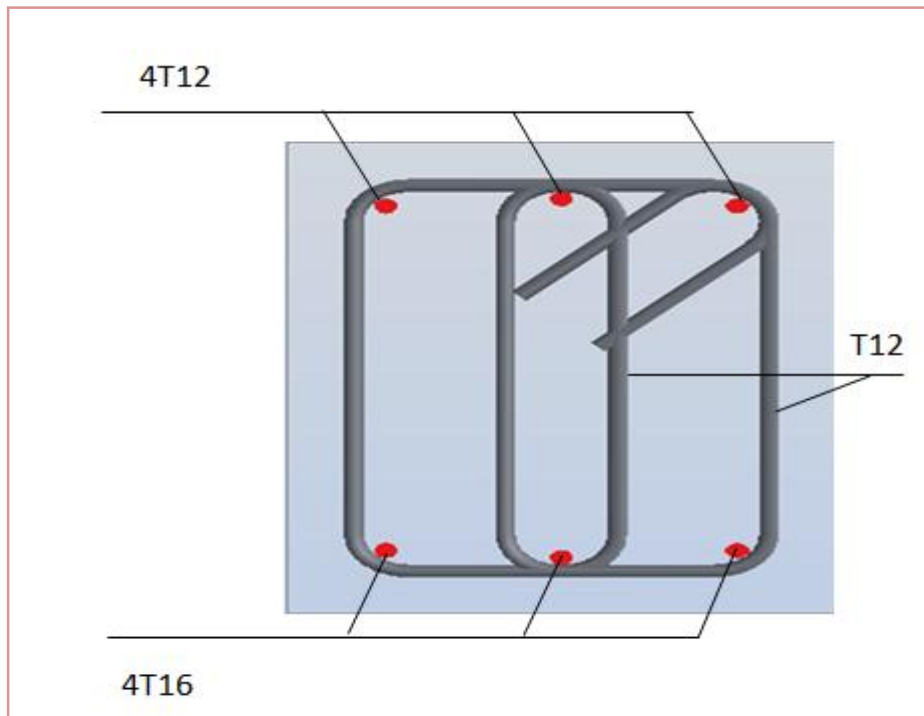


Figure IV.12: ferrailage de poutre (30x40) de bloc C.

NB :

Les détaille de ferrailage (voir en annexe A1)

Pour le calcul de ferrailage des autres blocs (A1 et B1) nous allons faire la même méthodologie de calcul pour le ferrailage des éléments (Poutres) restants de notre projet, résumé dans les tableaux suivants :

Bloc A1	Poutre (30x40)	
	Poutre (30x50)	
Bloc B1	Poutre (30x40)	
	Poutre (30x50)	

IV.4. Ferrailage des voiles (bloc A1) :

IV.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles :

a) Voile type 01 :

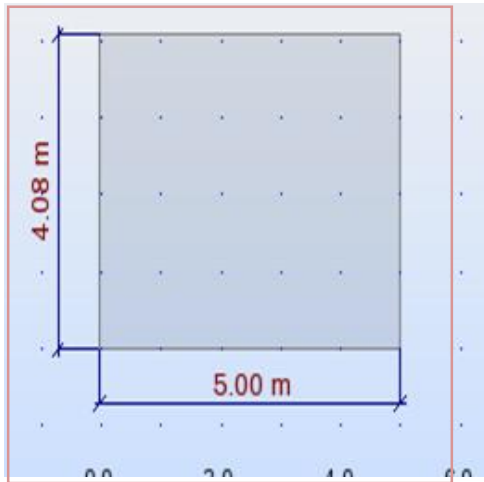


Figure IV.13: schéma de Voile 20 cm en 3D et 2D.

Après le calcul et ferrailage, nous résumons un résultat dans le tableau suivant :

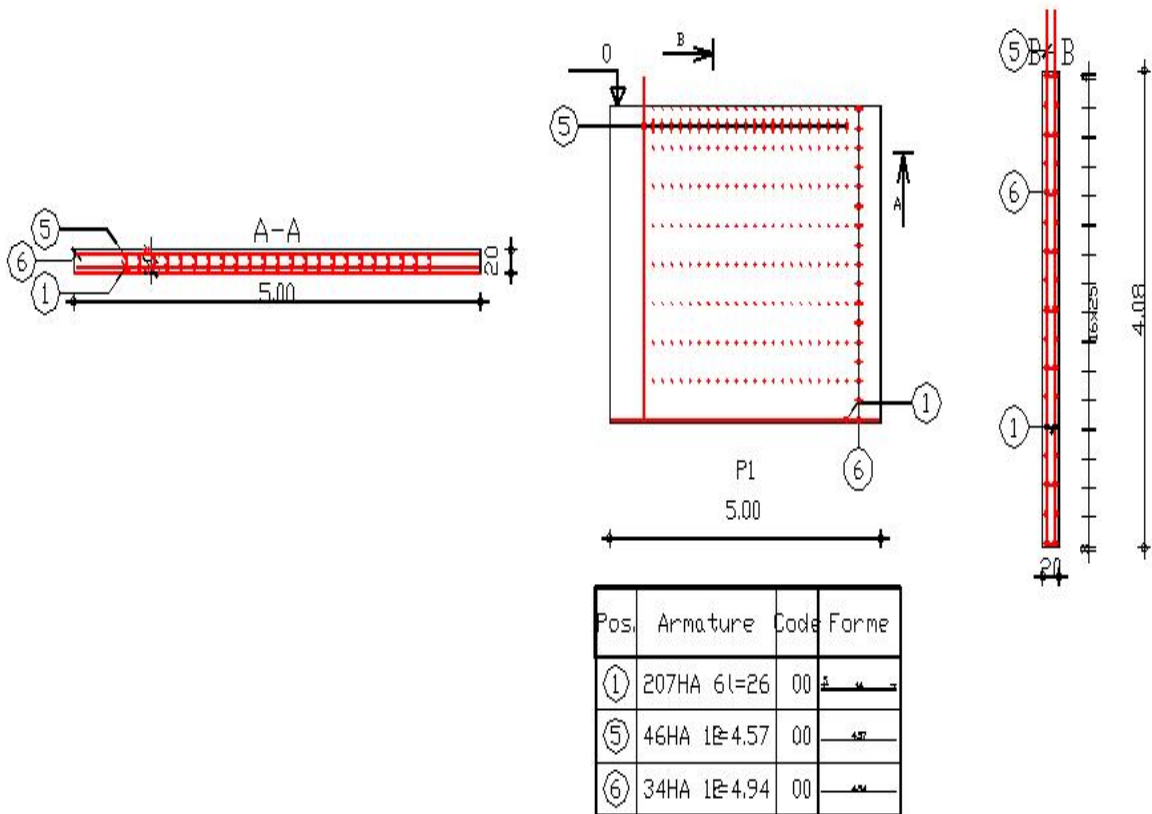
Tableau IV.6: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de (50x50)

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	(m)	(m)	(m)
1	Épingle	HA 400	6	00	207	A =0.14		
2	Épingle	HA 400	12	00	146	A =0.14		
3	De pord Transversale	HA 400	12	31	82	A = 0.14	B= 0.51	C=0.14
4	De pord longitudinale	HA 400	14	00	20	A =4.61		
5	Principe verticale	HA 400	12	00	46	A=4.57		

NB :

Les détaille de ferrailage (voir en annexe A5)

IV.4.1 /Ferrillage :



→ X Figure IV.14: ferrailage de voile 20 cm coupe (A-A) et (B-B)

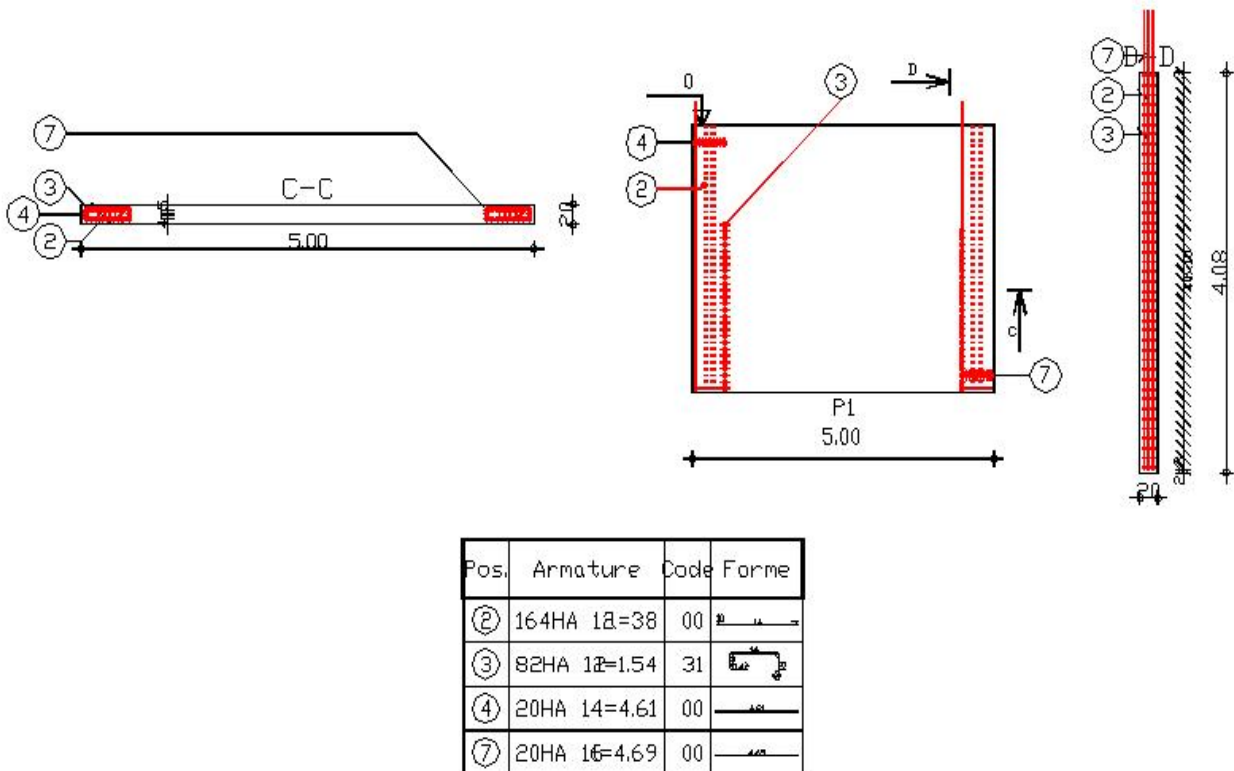


Figure IV.15: ferrailage de voile 20 cm coupe (C-C) et (D-D)

a) Voile type 02 :

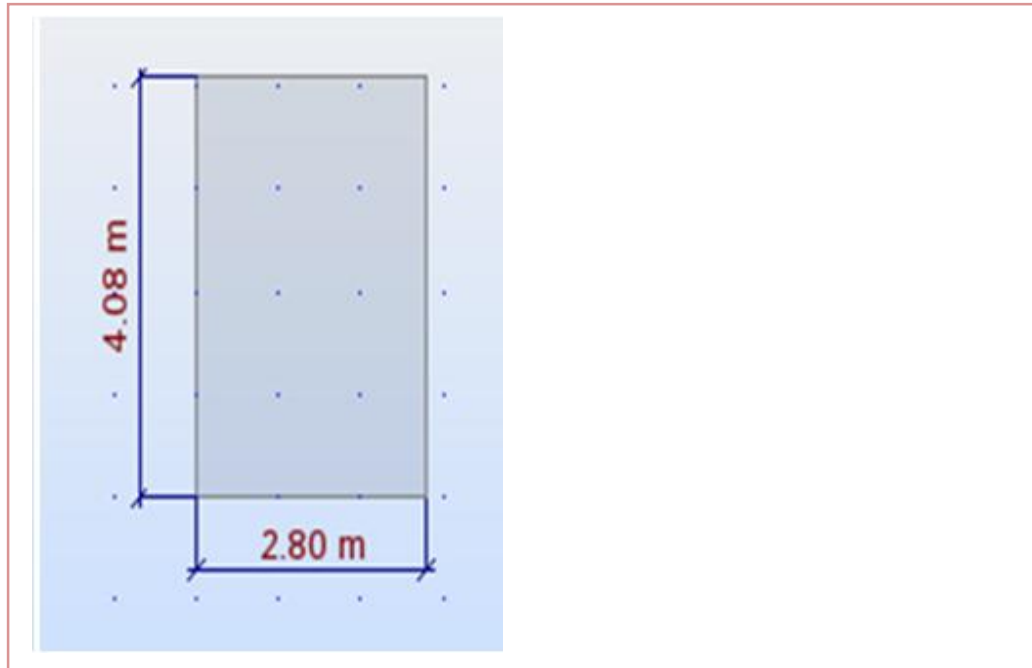


Figure IV.16: schéma de Voile 15 cm en 3D et 2D.

Après le calcul et ferrailage, nous résumons un résultat dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: Tableau récapitulatif de ferrailage de poteau de (50x50)

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	Nombre	(m)	(m)	(m)
1	Épingle	HA 400	6	00	60	A =0.09		
2	Épingle	HA 400	12	00	124	A =0.09		
3	De pord Transversale	HA 400	12	31	62	A = 0.09	B= 0.36	C=0.09
4	De pord longitudinale	HA 400	14	00	36	A =3.58		

NB :

Les détaille de ferrailage (voir en annexe A6)

➤ **Ferrillage de voile 15 cm**

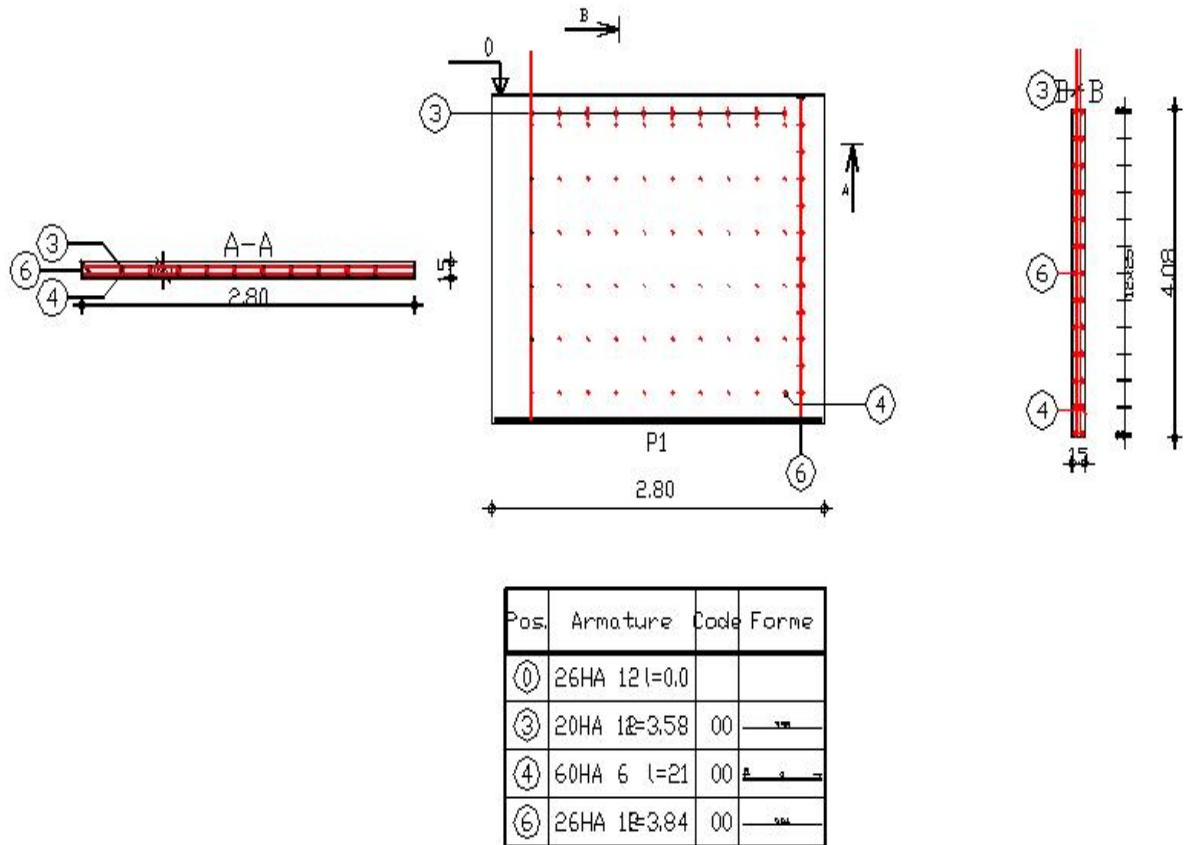


Figure IV.17: ferrailage de voile 15 cm coupe A-A et B-B

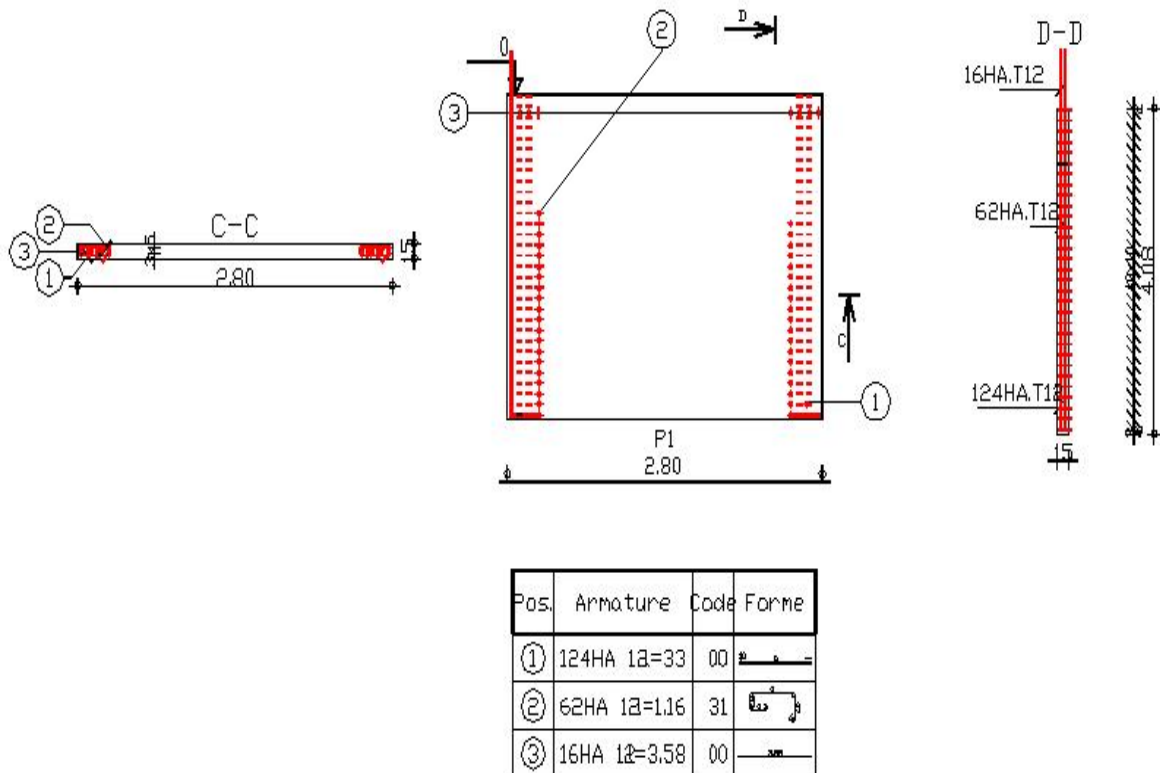


Figure IV.18: ferrailage de voile 15 cm coupe C-C et D-D

V.1 / Introduction :

Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

V.2/Etude de l'acrotère :

V.2.1 / Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse .Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est sollicitée par:

- ✓ un effort normal (G) dû à son poids propre,
- ✓ un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

V.2.2/Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère :

- ✓ Surface de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.03 \times 0.15}{2}\right) + (0.07 \times 0.15) + (0.6 \times 0.15) = 0.1027 \text{ m}^2$$

- ✓ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.1027 = 2.57 \text{ k /m}$$

- ✓ Revêtement en ciment (e = 2cm) : $G = 18 \times 2(60 + 15 + 15.29 + 7 + 15 + 50)$

$$= 0.58 \text{ k /m .}$$

$$G_{\text{tot}} = 2.57 + 0.58 = 3.15 \text{ kN/ml.}$$

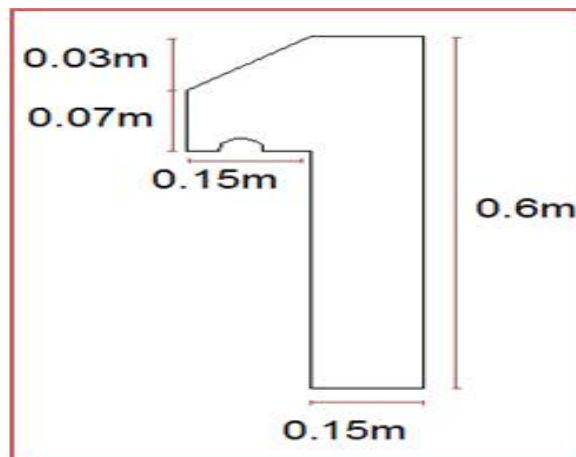


Figure V.1 : Schéma de l'acrotère terrasse inaccessible

a) **calcul de la charge horizontale F_p (sismique) :**

Le règlement RPA99/2003 impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

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

Avec :

$$F_p : \text{Force horizontale de sismique}$$

A: coefficient d'accélération de zone = 0,2 « zone II ; groupe d'usage BI ».

$$C_p : \text{Coefficient de charge} = 0.8 \text{ (Élément en console).}$$

$$W_p : \text{Charge permanente} = 3.15 \text{ k /m}$$

D'où

On a $F_p > 1.5Q = 1.5$ donc on prend F_p comme charge horizontal au lieu de main courante.

- ✓ Charge permanente : $G = 3.15 \text{ kN/ml}$.
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2.02 \text{ kN/ml}$.

b) **Surcharge :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00\text{KN/m}$

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 3.15 = 4.25 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 2.02 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

c) **Enrobage :**

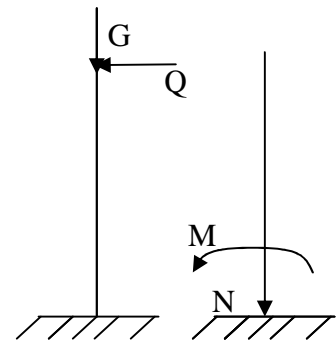
Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{4.25} = 0,21\text{m}$$

$$e_p / 2 = 0,10 / 2 = 0,05\text{m} < 0,39\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.



d) Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 4.25 \left(0,47 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') N_u - M_u = (2.02 - 0,02) 4.25 - 2.12 = 6.38 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$6.38 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

V.2.3 / Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section (b x h) cm² soumise à la flexion composée.

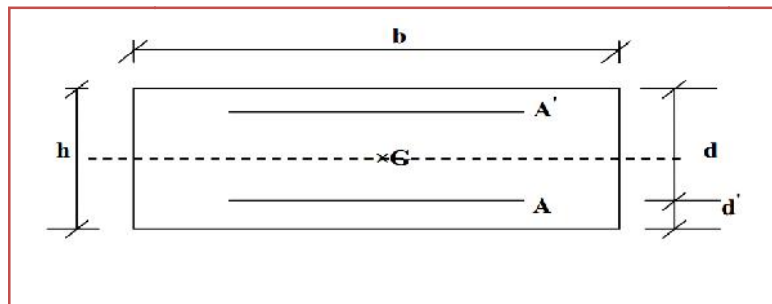


Figure V.2: Section de calcul d' l'acrotère

Avec :

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h - c : Hauteur utile = 13 cm

M₁ : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

➤ Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$M_u = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 2.12 \times 10^3 / 100 \times 13^2 \times 14,17 = 0,0885$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées A':

$$\mu_l = 0.8r_l(1 + 0.4r_l)$$

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{Mu}{\dagger b \times b \times d^2} \\ &= 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} \end{aligned}$$

$$r_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000v_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 2.17} = 0.618, \text{ avec: } 1000v_{sl} = \frac{f_e}{E \times \chi_s} = \frac{500}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 2.17$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.618 [1 - (0.4 \times 0.618)] = 0.392 > \mu = 0, \implies A' = 0$$

$$\mu = 0.006 \implies \beta = 0.996$$

On calcul:

A_{fs}: section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6\beta_{bu}) = 13 \cdot (1 - 0.6 \cdot 0.0055) = 12.96 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\chi_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

$$A_{fs} = \frac{M1}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2.38 \cdot 10^3}{12.96 \cdot 434.78} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.42 - \frac{4.25}{434.78} = 0.32 \text{ cm}^2$$

✓ Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

➤ Condition de non fragilité : BAEL91/99

$$A_m \geq 0.23b \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 3.3 \text{ M}$$

$$A_m \geq 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{3.3}{500} = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_m \geq 1.97 \text{ cm}^2 > A_2$$

➤ Etas limite de service :

Effort normal : $N_{ser} = 3.15 \text{ KN}$.

Moment fléchissant : $M_{ser} = F_p \times h = 2.02 \times 0,6 = 1.212 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.212}{3.15} = 0,38 \text{ m} = 39 \text{ cm}.$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 1.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopted $4\phi 8 \text{ p.m}$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 =$$

$$A_{répartition} = \frac{2.01}{4} = 0,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $4\phi 8 \text{ p.m}$

✓ Vérification des contraintes (ELS):

$$M_{ser} = N_{ser} (e - c + h / 2)$$

$$M_{ser} = 1.212(0,39 - 0,02 + 0,1 / 2) = 0,38784 \text{ KN.m}$$

✓ Position de l'axe neutre:

$$y = 15.$$

$$\frac{b}{2} y_1^2 - y A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 220,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,94 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + y A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,94)^3}{3} + 15 \times 2.01(13 - 1,94)^2$$

$$I = 3931.69 \text{ cm}^4$$

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\tau_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{387.84}{3931.69} \times 1,94 = 0,95 MPa$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 27 MPa$$

$$\tau_{bc} = 0,95 MPa < \bar{\tau}_{bc} = 27 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

Avec y : coefficient de fissuration pour HA $w \geq 8mm$; $y = 1,6$

$$\bar{\tau}_{st} = \min(333.34; 252.76) = 252.76 MPa$$

$$\tau_{st} = y \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1,6 \frac{387.84}{3931.69} (13 - 1,94) = 17.74 MPa$$

$$\tau_{st} = 17,74 MPa < \bar{\tau}_{st} = 202 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5 F_p = 3.03 KN$$

$$\tau_u = \frac{3.03}{0,013 \times 1} = 23.30 KN/m^2 = 0,023 MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(4.5 MPa; 4 MPa) = 4 MPa$$

$$\tau_u = 0,023 MPa < \bar{\tau}_u = 4 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

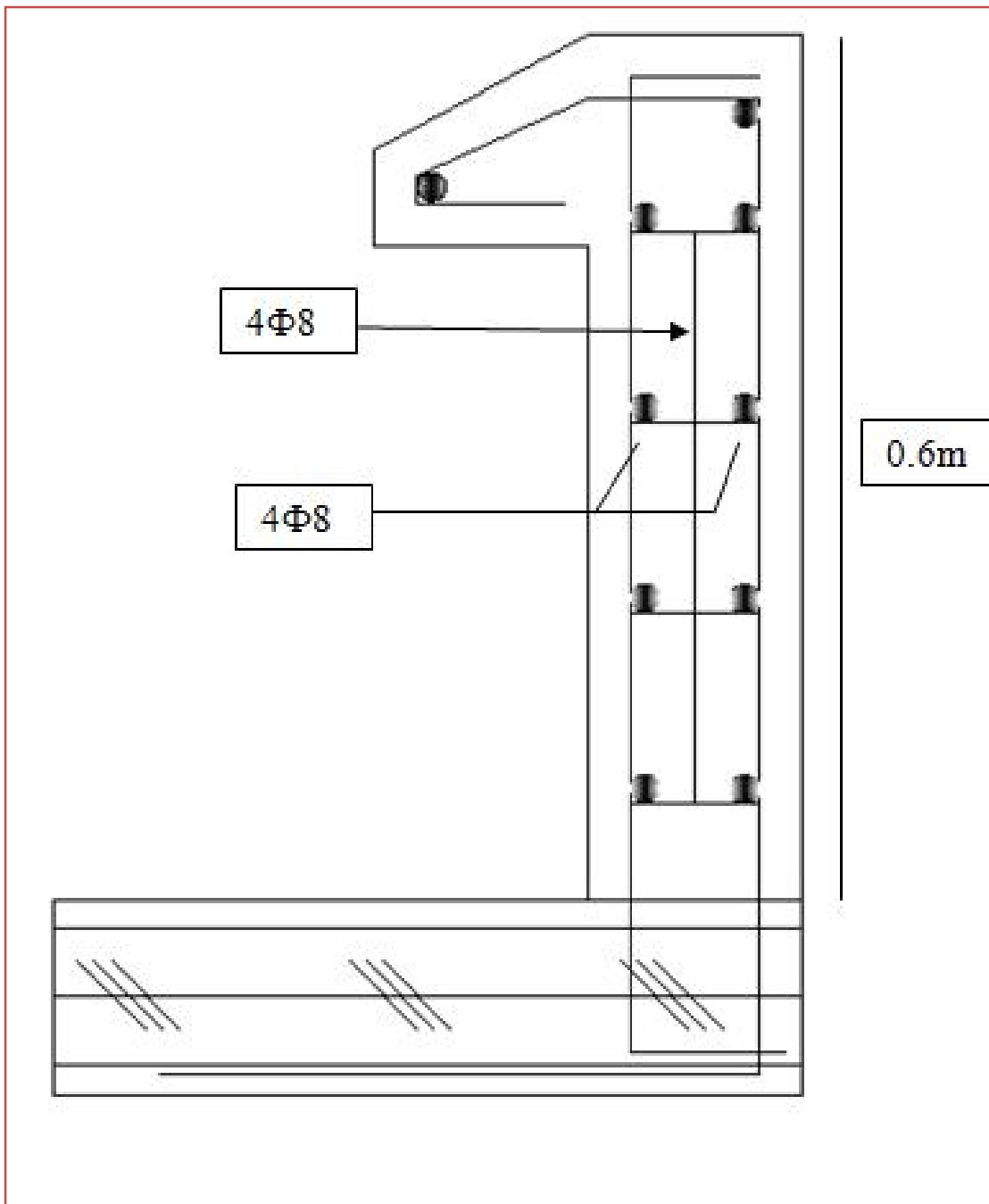


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

V.3 / Etude de l'escalier :

V.3.1/ Définition :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution.

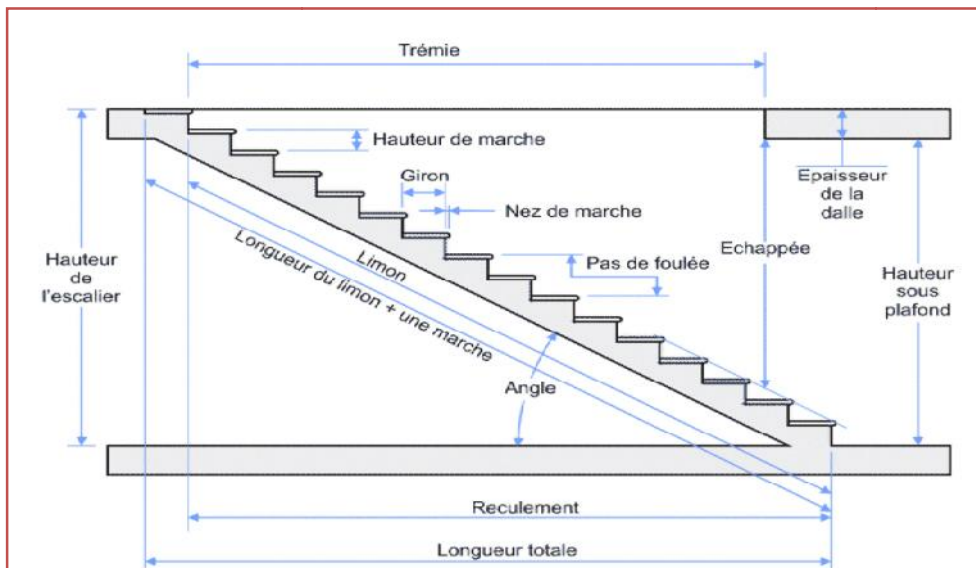


Figure V.4 : Schéma d'escalier à paillasse

✓ Le palier :

C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle palier d'arrivée ou palier de départ.

✓ Les marches :

C'est la surface sur laquelle le poids se pose.

✓ La contre marche :

C'est la partie verticale contre la marche.

✓ La paillasse :

C'est la dalle de la partie pleine inférieure du volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

- ✓ Emmarchement :

C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

- ✓ Le giron ou la foulée :

C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier (25 a 35 cm).

- ✓ La poutre palière :

Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

- ✓ La volée :

On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

- ✓ Le nez d'une marche :

Bord extérieur de la marche ≤ 10 mm

V.3.2/ Calcul de l'escalier (bloc B1, B2 et C) :

a) Dimensions de l'escalier:

- Caractéristiques géométriques :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{275}{12-1} = 25 \text{ cm.}$$

Giron : $g = 25$ cm.

Hauteur : $H = 4.08$ m $h_e = H / 2 = 2.04$ m.

$$h = \frac{h_e}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm.}$$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a :

$$59 < 2h + g < 66 \quad \text{donc : } 17 < h < 20.5$$

On prend : $h = 17$ cm.

Donc le nombre de contre marches égale :

$$340/17 = 24$$

Soit 11 contremarches par volée.

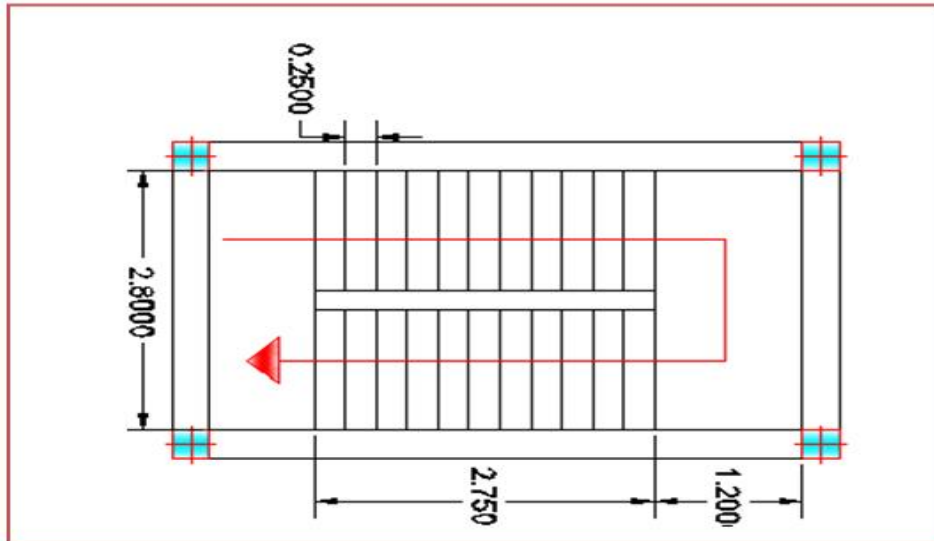


Figure V.5: Escalier de Rez de chaussée

➤ Evaluation des charges :

✓ Palier :

Tableau V.1: Charges permanentes sur le palier

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.40
Dalle plein.	25	0.16	4.00
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Total			5.74

✓ Volée :

Tableau V.2: Charges permanentes sur le volé.

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Paillasse.	25	0.16	4.00
Marches.	22	0.17/2	1.87
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Total			7.61

Charge d'exploitation $Q_e = 2.5 \text{ k /m}^2$.

➤ Calcul à l'ELU :

✓ Combinaison des charges :

$$q_{u,p} = (1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5) = 11.50 \text{ k /m}$$

$$q_{u,v \acute{e}} = (1.35 \times 9.61 + 1.5 \times 2.5) = 14.02 \text{ k /m}$$

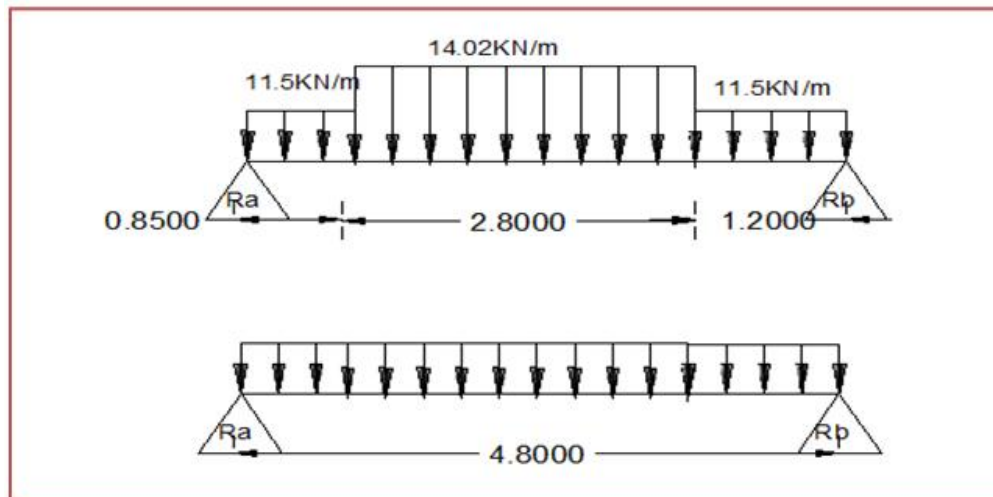


Figure V.6: Schéma statique d'escalier à l'ELU

$$Q_{u \text{ moyenne}} = \frac{(14,02 \times 2,75) + (11,5 \times 1,20) + (11,5 \times 0,85)}{2,75 + 1,20 + 0,85} = 13,94 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{13,94 \times 4,8}{2} = 33,47 \text{ kN}$$

$R_a = 33,47 \text{ k /m}$ C'est la réaction de palier sur le voile.

$R_b = 33,47 \text{ k /m}$ C'est la réaction de palier sur le plancher

$$M_o = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{13,94 \times 4,8^2}{8} = 40,15 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul à l'ELS :

✓ Combinaison de charge :

$$q_{s, ,p} = (5,74 + 2,5) = 8,24 \text{ k /m}$$

$$q_{s, ,v \acute{e}} = (7,61 + 2,5) = 10,11 \text{ k /m}$$

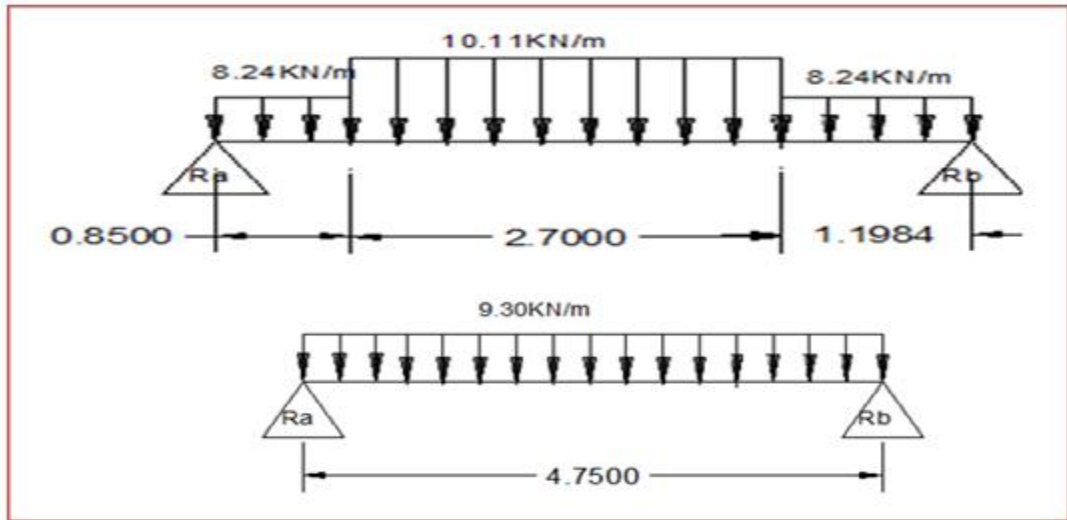


Figure V.7 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

$$Q_{u \text{ moy}} = \frac{(10.11 \times 2,75) + (8.24 \times 1,20) + (8.24 \times 0.85)}{2,75 + 1,20 + 0.85} = 9.30 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{9.30 \times 4.8}{2} = 22.32 \text{ KN.}$$

$R_{a,s_i} = 22.32 \text{ k /m}$ C'est la réaction de palier sur le voile

$R_{b,s_i} = 22.32 \text{ k /m}$ C'est la réaction de palier sur le plancher

$$M_o = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{9.30 \times 4.8^2}{8} = 26.78 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 40.15 \text{ k .m} \\ M_{s_i} = 26.68 \text{ k .m} \\ V_u = 33.47 \text{ k} \end{array} \right.$$

Le calcul est fait selon les conditions d'appui poutre plus au moins encastree

(semi encastree), fréquemment les moments en travée et en appuis sont :

[calcul des ouvrages en béton armé, M belazougui]:

$$M_{u,t_i \text{ } \acute{e}e} = 0.75 M_u = 30.12 \text{ k .m}$$

$$M_{u,a} = 0.5 M_u = 20.08 \text{ k .m}$$

$$M_{s_i, t_i \text{ } \acute{e}e} = 0.75 M_{s_i} = 20.01 \text{ k .m}$$

$$M_{s_e, a} = 0.5 M_{s_i} = 13.34 \text{ k .m}$$

b) Calcul du ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 0.16 \text{ m}$; $d = h - 2 = 0.14 \text{ cm}$; $d' = C' = 2 \text{ cm}$.

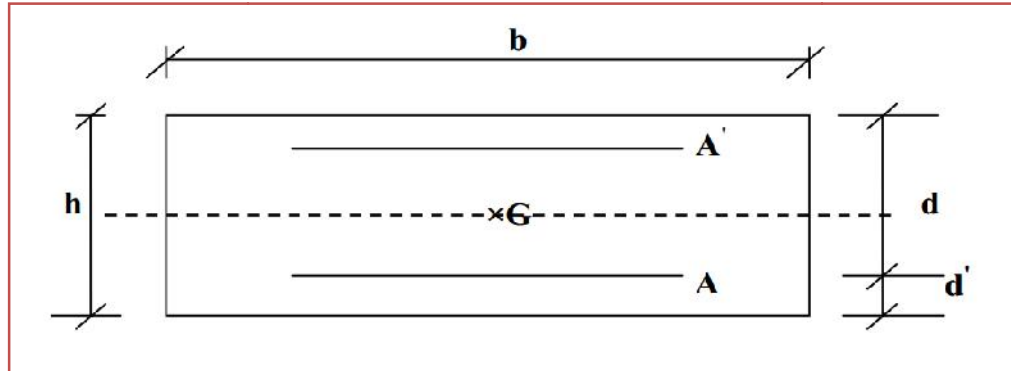


Figure V.8: Section de calcul d'escalier

$$\mu = \frac{M_u}{f_b \times b \times d^2} \quad , \quad \mu = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} \quad , \quad A = \frac{M_u}{f_s \times s \times d}$$

➤ Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.3: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée

	M_u	μ_U	$\mu_l = 0.371$	β_u	$A_s (cm^2)$	$A_m (cm^2)$	choix	A_{sa}	é
Travée	30.12	0.10	$\mu_U < \mu_l$	0.95	1.97	2.13	4Φ12	4.52	
Appui	20.08	0.068	$\mu_U < \mu_l$	0.96	1.85	2.13	4Φ12	4.52	

➤ Vérification à l'ELU :

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{d \times b}$$

Fissuration peu nuisible : BAEL91

$$\bar{f}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\chi_b}; 5Mpa\right)$$

✓ Armatures transversale

$$\tau_{\mu} = 0.22 \text{ Mpa} \quad 0,05 f_{c28} = 1.1 \text{ Mpa.}$$

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(m)$	$\tau_s(MPa)$	$\bar{\tau}_s(MPa)$	OBS
Travée	0	0	5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	226.19	0	5	$\tau_s < \bar{\tau}_s$
Appui	33.47	0.22	5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	226.19	1.07	5	$\tau_s < \bar{\tau}_s$

✓ Armature de répartition :

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

- En travée :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 5 \times \text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

- En appuis :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times \text{HA}12 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 91/99**

✓ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{500} \left(33.47 + \frac{30.12}{0.9 \times 0.14} \right) \times 10 = 4.06 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c2}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 31.71 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 14 \times \frac{45}{1.5} \times 10^{-1} = 1512 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Tableau V.5: Tableau Vérification à l'ELS

Moment service		
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.68 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.68 \times 14 = 18.95 \text{ cm}^2$ $Y = -0.68 + \sqrt{0.68^2 + 18.95} = 3.73 \text{ cm}$	3.73 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(3.73)^3/3) + 15 \times 4.52(14 - 3.73)^2$ $= 8880.91 \text{ cm}^4$	8880.91 cm ⁴
Coefficient K	$Kt = M_{ser} / I$ $Kt = 20.01 \times 10^3 / 8880.91$ $Ka = M_{ser} / I$ $Ka = 13.34 \times 10^3 / 8880.91$	K t = 2.26 Mpa/cm Ka = 1.50 Mpa /cm
Contrainte dans le béton	$\dagger_b = K.y$ $\dagger_b = 2.26 \times 3.73$ $\dagger_b = 1,50 \times 3.73$	$\dagger_b = 8.43 \text{ Mpa}$ $\dagger_b = 5.60 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\dagger_s = 15K(d - y)$ $\dagger_s = 15 \times 2.21(14 - 3.73)$ $\dagger_s = 15 \times 1,50(14 - 3.73)$	$\dagger_s = 340.45 \text{ Mpa}$ $\dagger_s = 231.08 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\dagger_b \leq \bar{\dagger}_b = 0.6 f_{c28}$	8.43 < 27 vérifiée 5.60 < 27 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\dagger_s = \bar{\dagger}_s = 500 \text{ MPa} \text{ (1)}$	340.45 < 500 231.08 < 500

Tableau V.6: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée

	M_s (k . m)	$y(c)$	$I(c^4)$	σ_b (M)	$\bar{\sigma}_b$ (M)	OBS
Travée	20.01	3.73	8880.91	8.43	340.45	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
Appui	13.34	3.73	8880.91	5.60	231.08	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

a) Vérification de la flèche : BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0582 < 0.0625) \Rightarrow \text{c1} \quad \text{n vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.4250 < 0.075) \Rightarrow \text{c1} \quad \text{vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f}\right) \Rightarrow (0.0030 < 0.0084) \Rightarrow \text{c1} \quad \text{vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 16 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 14 \text{ cm} ; \quad L = 4.8 \text{ m} ; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 20.01 \text{ kN.m} ; \quad M_{0, \text{ser}} = 26.68 \text{ kN.m} ; \quad f_c = 500 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

✓ calcul de la flèche : BAEL91/99

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_g - f_{g'} + f_p \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_p = \frac{M_{s_i} \times L^2}{10 \times I_f \times E_i} \\ f_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_f \times E_i} \quad f_{g'} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_f \times E_v} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

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

Moment d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_t} \\ I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \\ \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \end{array} \right. \quad \delta = \frac{A_s}{b}$$

a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = M \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{S_i}}{I} (d - y) \quad \sigma_v = \frac{15 M_g}{I} (d - y) \\ M_g = \frac{GL^2}{8} \end{array} \right.$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{45} = 39125.82 \text{ M}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{45} = 13160.50 \text{ M}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.7: Vérification de la flèche rez-de-chaussée

Mg (kN.m)	δ	σ_s (MPa)	σ_v (MPa)	λ_i	λ_v	μ_s	μ_g
8.96	0.00323	105.34	68.58	6.24	2.72	0.29	0.01
I_0 (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	I_f (g)(cm ⁴)	I_f (g)(cm ⁴)	f_p (cm)	f_g (cm)	f_g (cm)	
39014.23	25962	74618	78035	0.835	0.435	0.431	

$$\Delta = f_g - f_g + f_p = 0.431 - 0.435 + 0.835 = 0.831 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{517}{1000} = 1.02 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.831 < \bar{f} = 1.02 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Conclusion** : Ferrailage adopté.

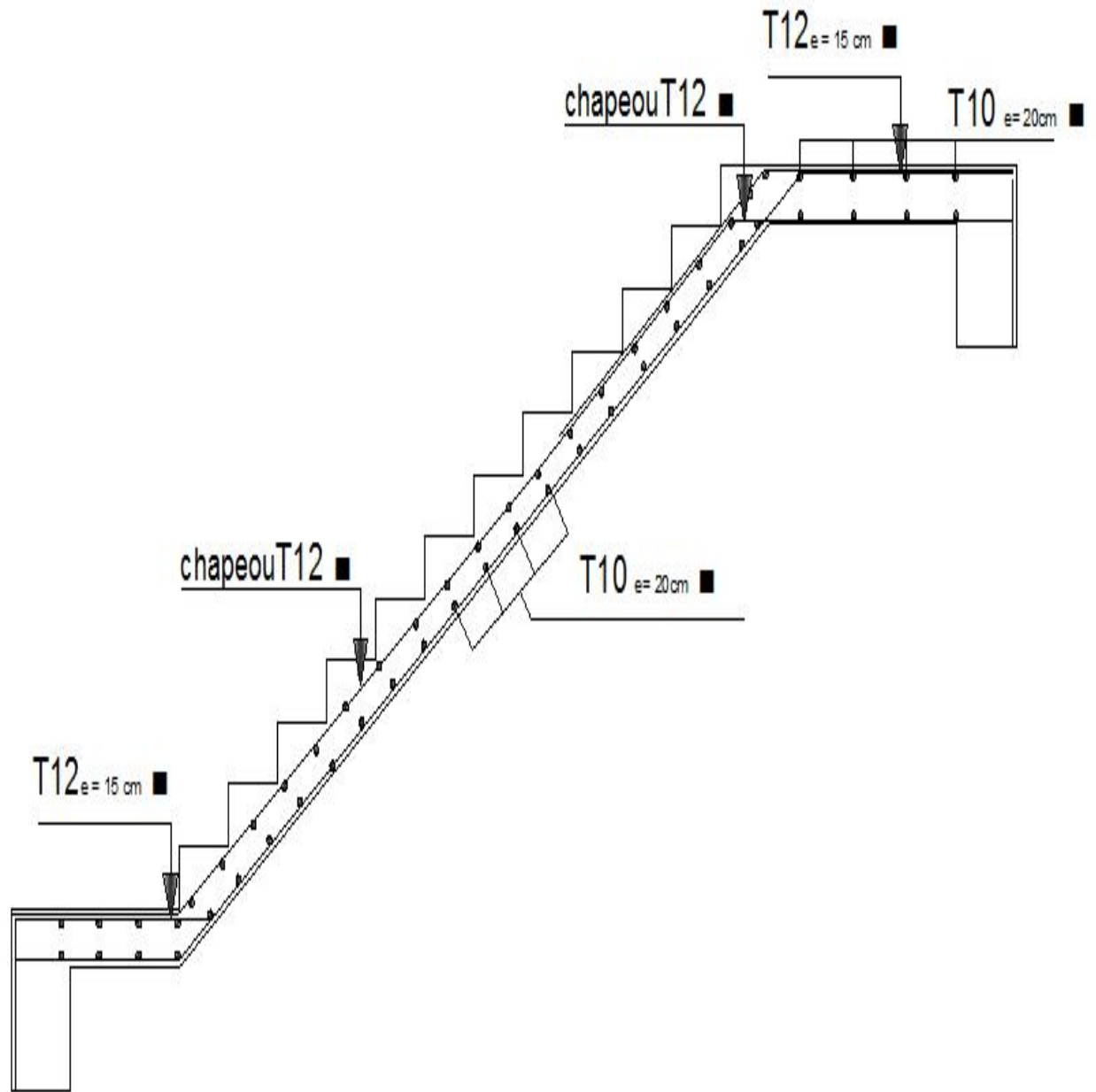


Figure V.9: Schéma de ferrailage l'escalier

V.3.3 / Etude de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.34 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$$

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

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

✓ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.4 > 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

b) Charge sollicitant la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ k / m}$.

Poids des matériaux sur les aciers : $G_m = 0.60 \times \frac{3.95}{2} = 1.90 \text{ k / m}$.

Réaction d'appui à l'E : $R_a = 10.92 \text{ k / m}$.

Réaction d'appui à l'E : $R_{a,s} = 8.08 \text{ k / m}$.

c) Combinaison d'action :

➤ $q_u = 1.35(G_p + G_m) + R_a = 16.45 \text{ k / m}$

➤ $q_{s_i} = G_p + G_m + R_{a,s} = 12.18 \text{ k / m}$

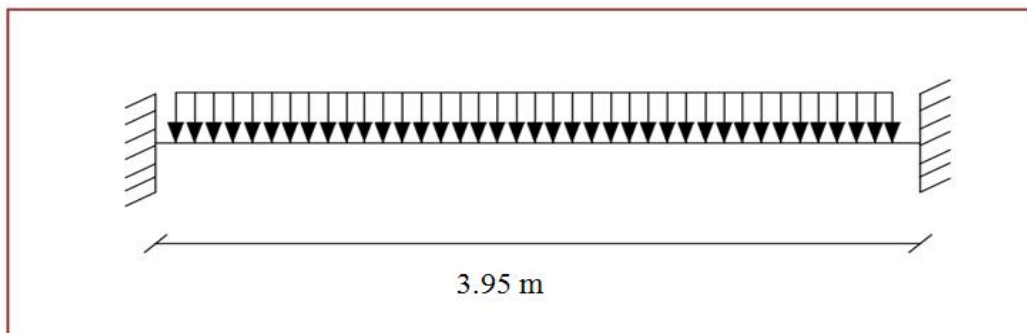


Figure V.10: Schéma statique de la poutre palier

d) Calcule des moments et des efforts tranchant :

$$M_{0u} = 32.09 \text{ k} \cdot \text{m}$$

$$M_{0s} = 23.77 \text{ k} \cdot \text{m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tu} = 0,8M_u = 25.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_{au} = 0,2M_u = 6.49 \text{ KN.m}$$

V.3.4 / Le Ferrailage :

➤ En travée : ($M_t = 25.67 \text{ KN.m}$)

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($30 \times 35 \text{ cm}^2$) soumise à la flexion simple.

$$\chi = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{16.45}{12.18} = 1,36$$

$$10^4 \tilde{\eta}_{lu} = \left[3440 \cdot \chi + 49 \cdot f_{c28} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\tilde{\eta}_{lu} = [3440 \cdot 1,36 + 49 \cdot 28 - 3050] \times 10^{-4} = 0.38334$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (35) = 31,5 \text{ cm}$$

$$\tilde{\eta}_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25 \cdot 67 \cdot 10^3}{30 \cdot 31,5^2 \cdot 25 \cdot 5} = 0.034$$

$$\tilde{\eta}_{bu} = 0,034 < \tilde{\eta}_{lu} = 0.3834 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\tilde{\eta}_{bu} = 0,034 < 0,3834 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \tilde{\eta}_{bu}) = 31,5 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,034) = 30.86 \text{ cm}$$

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{25 \cdot 67 \cdot 10^3}{30.86 \cdot 348} = 2.40 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{3 \cdot 3}{400} \cdot 30 \cdot 31,5 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.40 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2$$

- Le même étape pour en appui ($M_{au} = 6.49 \text{ KN.m}$), Le résultat dan tableau suivant

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	M_u	μ_U	$\mu_l=0.371$	$A_s(c^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s a$ é
Travée	16.05	0.038	$\mu_U < \mu_l$	2.40	1.80	3HA12	3.39
Appui	6.49	0.0085	$\mu_U < \mu_l$	1.49	1.80	3HA10	2.36

NB :

3HA10 comme des chapeaux de longueur $\frac{L}{4} = \frac{3.9}{4} = 0.99 = 1 \text{ m}$

- Vérification à l'ELU :

$$\bar{\tau}_u = M \left(0.20 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5M \right) = 5M$$

$$E : \tau_u = \frac{V_u}{b}$$

V_u : l'effort tranchant = 10.92KN

Tableau V.9: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement			OBS
	$V_u(k)$	$\tau_u(M)$	$\bar{\tau}_u(M)$	
Travée	0	0	5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Appui	10.92	1.35	5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

- **Armature de répartition :**

- ✓ Selon le BAEL 91/99 :

En flexion simple en utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t2}}{0.9 d \sigma_s}$$

$$S_t \leq M \{0.9d; 40 c\}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq M \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ e z i n} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ e z i c i} \end{array} \right.$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : E_s e l a t

Donc :

$$S_t \leq M \{28.35 \text{ c} ; 40 \text{ c} \} = 28.35 \text{ c}$$

$$S_t \leq M \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.80 \right\} = 8.75 \text{ c} \text{ e z i n}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ c} \text{ e z i c i}$$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 8 \text{ c} \text{ e z i n} \\ S_t = 15 \text{ c} \text{ e z i c i} \end{array} \right.$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t2})}{0.9 \sigma_s} = \frac{30 \times 8 \times (1.34 - 0.3 \times 3.3)}{0.9 \times 347.83} = 1.02 \text{ c}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 0.72 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 3H \ 8 = 1.53 \text{ c}^2$

➤ Vérification de La flèche : BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.089 > 0.0625) \Rightarrow \text{c i} \quad \text{v é r i é e}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{s,ti} \text{ é e}}{10 M_{0,s}} \right) \Rightarrow (0.0895 > 0.080) \Rightarrow \text{c i} \quad \text{v é r i é e}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f} \right) \Rightarrow (0.0058 < 0.0105) \Rightarrow \text{c i} \quad \text{v é r i é e}$$

Avec :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; L = 4.85 \text{ m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 32.09 \text{ kN.m} ; M_{0,\text{ser}} = 23.77 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

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

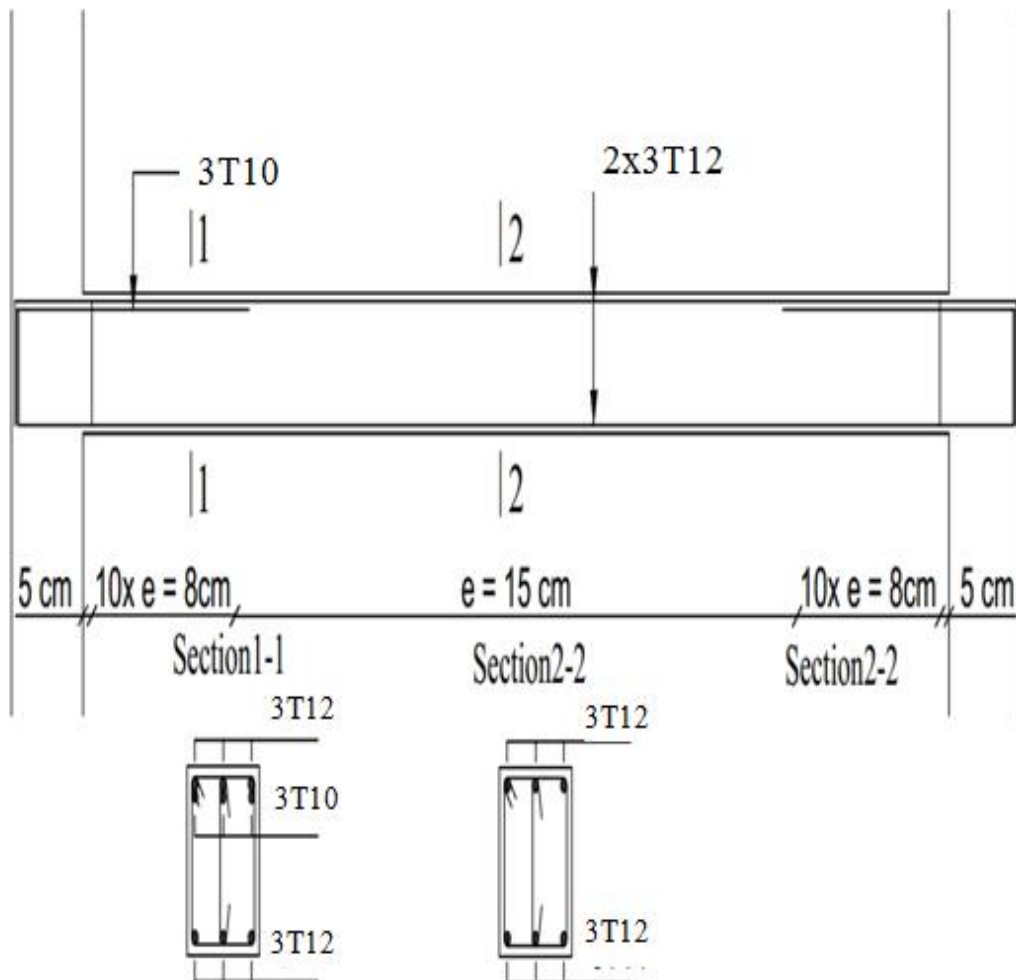


Figure V.11: Schéma de ferrailage la poutre palière

V.4/Etude de la rampe :

V.4.1/ Introduction :

Une rampe est un type de voie qui présente un dénivelé. Le terme de rampe est utilisé plus généralement pour désigner un chemin ou un terrain en pente servant de voie de communication.

La circulation des véhicules à l'intérieure de parking est assurée par des rampes en type coque (demis cercle)

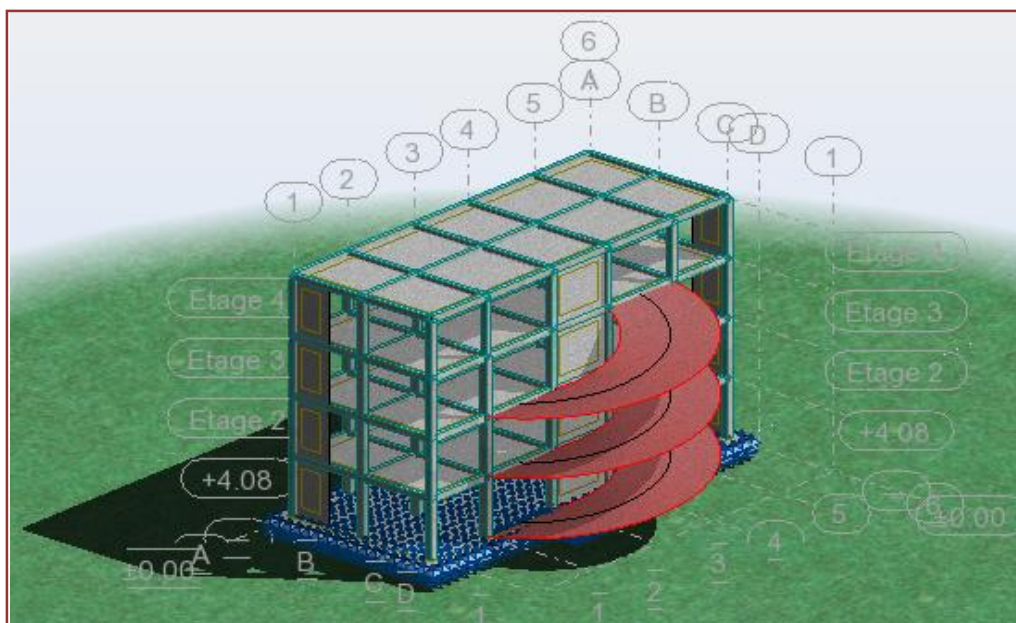


Figure V.12 : photo la réalisation de la rampe en D3

V.4.2/ Pré dimensionnement du la rompe :

➤ La conception de la rompe :

Distance entre le sol (la hauteur)4.08m.

Largeur de la rampe.....6m.

Angle sous-tendu par la courbe hélicoïdale.....180°.

Qualité de béton.....45 Mpa.

➤ **Méthode de calcul utilise :**

L'institut American de béton

➤ **Sélection de la dimension :**

a) Nombre de contremarche :

$$N = \frac{H}{17} = \frac{408}{17} = 24$$

$$\pi R = 3.14 \times 600 = 1884 \text{ cm}$$

$$a = \tan^{-1}\left(\frac{17}{600}\right) = 1.65$$

b) Epaisseur de la plaque hélicoïdale :

L'épaisseur minimale du la rompe doit respecter les critères suivants :

$$e_p = \frac{L}{e} = \frac{1}{2} = 75.36 \text{ cm} \approx 75 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on prévoit des rampes en dalle plane d'épaisseur 75 cm

donc

$$d = 0.9e_p = 64 \text{ cm}$$

La figure présente une photo pour la réaliser de changement de pente dans la rampe

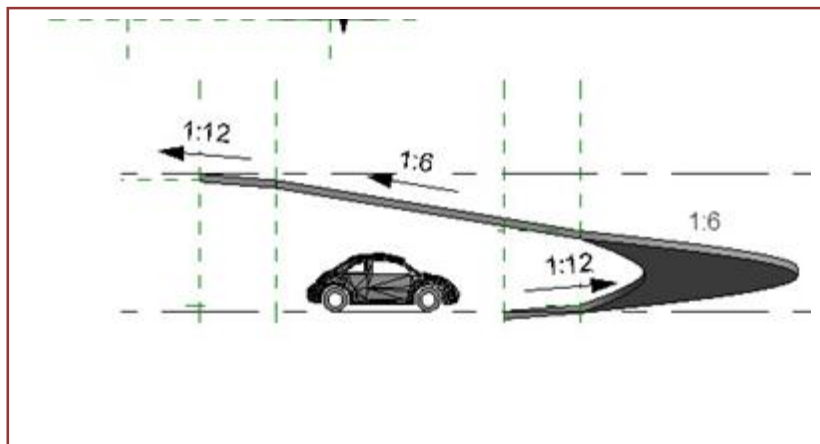


Figure V.13: Schéma pour la réalisation de la rampe

c) **La charge :**

Modélisation :

Cette modélisation est réalisée en utilisant le logiciel (RSA) dont les résultats sont exploités pour la charge et la ferrailage du la rompe.

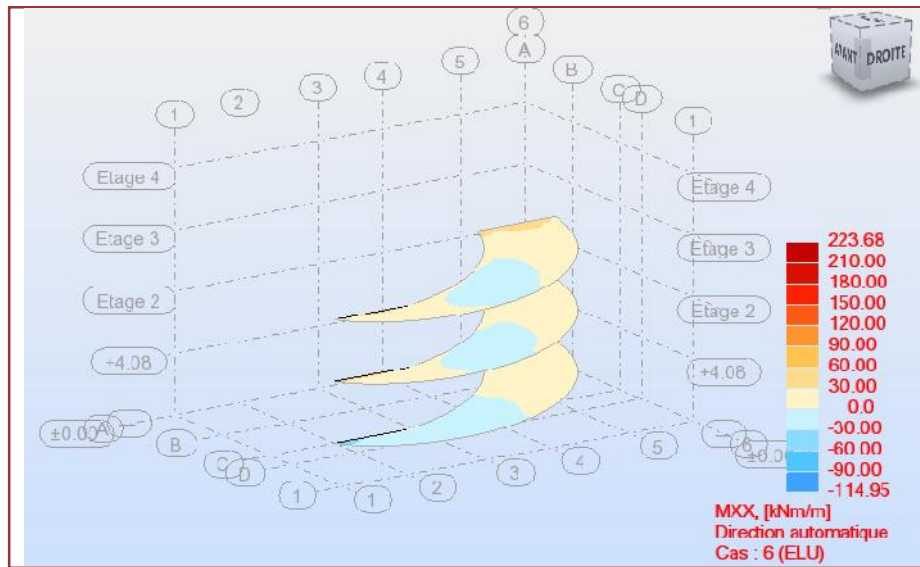


Figure V.14 : Le mément de la rampe sous XX

Donc $W_u = 223.68 K$

V.4.3/Les vérifications de moment de flexion et moment de torsion :

$$R_c = \frac{R+b^2}{1 R} = \frac{6 +1}{1 (6)} = 200.10c$$

Valeur de constante C :

$$C = \frac{2(g+1)s - 2g \cdot c}{(g+1)-(g-1)s \cdot c} = 1.38$$

En pose $\phi = 0$:

B.M,

$$M_a = 223.68 \times R_c^2 (C \cos \phi - 1) \implies M_a = 0$$

T.M,

$$M_t = W_u \times R_c^2 (C \cos \phi - 1) \implies M_t = 0$$

En pose $\phi = 90$:

$$M_a = W_u \times R_c^2 (C \cos \phi - 1)$$

$$M_a = 223.68 \times (2.0010)^2 (1.38 \cos \phi - 1)$$

$$M_{ed} = -768.95 \text{ KNm}$$

$$M_t = W_u \times R_c (C \cos W + 1)$$

$$M_t = -230.69 \text{ KNm}$$

➤ **Vérifier la profondeur :**

$$M_e = M_r + \frac{M_t \left(1 + \frac{e_p}{b} \right)}{1.7}$$

$$M_e = 768.95 + \frac{2 \cdot .6 \left(1 + \frac{.7}{.6} \right)}{1.7} = 920.80 \text{ K}$$

$$M_e = 0.138 \times f_{c2} \times b \times d^2 \quad \Longrightarrow \quad 920.80 = 0.138 \times 45 \times 600 \times d^2$$

Donc : $d = 0.50\text{m}$

$$d = 0.50\text{m} < 0.64\text{m} \dots \dots \dots c$$

Par conséquent, en toute sécurité

V.4.4/ Ferrailage :

$$\frac{M_e}{b \times d^2} = 2.22M$$

Calcule A_s :

$$P_t = 100 \times \frac{A_s}{b} = 0.83$$

$$A_s = 31872 \text{ mm}^2$$

Prévoir 40 barres de 32 mm en AH et 20 barres de 32mm en le B,M au centre de la travée est petit .

➤ **Vérifie le cisaillement :**

$$V_u = \frac{w.L}{2}$$

$$V_u = \frac{139.16 \times 6}{2} = 417.48 \text{ K}$$

$$V_e = V_u + \left(1 + 1.6 \times \frac{.6}{.6} \right) = 479.99\text{K}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{417.48.10^3}{6 \times 0.64} = 0.109 \text{ Mpa}$$

$$P_t = 100 \times \frac{A_s}{b} = 100 \times \frac{3}{6 \times 6} = 0.83\%$$

De, IS456-2000

$$c = 0.38 M > \tau_u = 0.1090 M \dots \dots \dots \text{cv}$$

D' ou surement en cisaillement

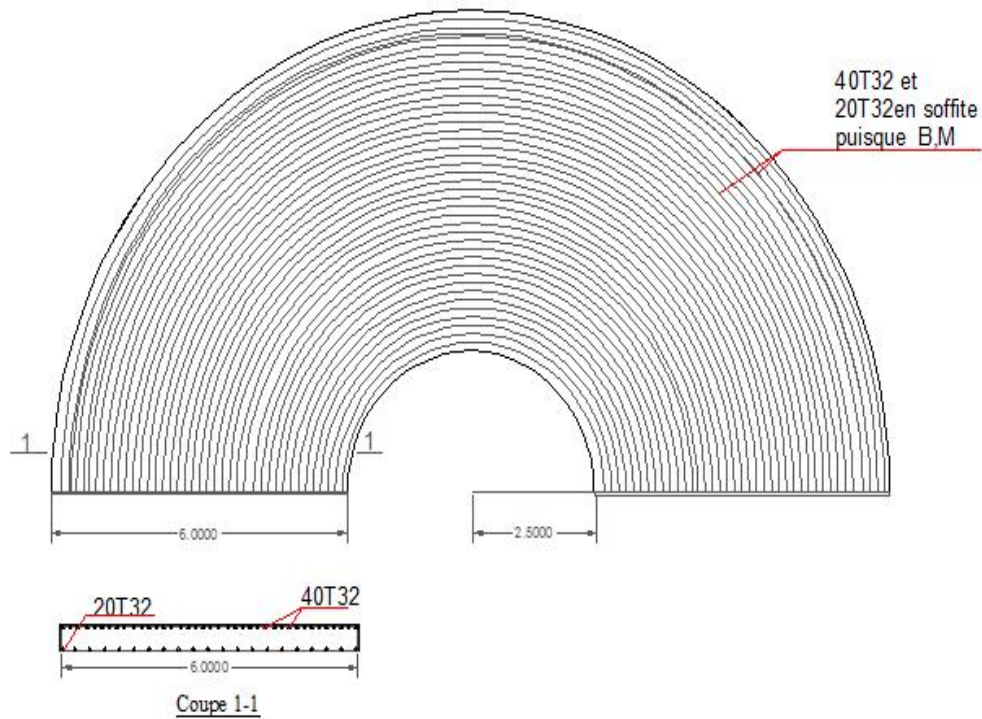


Figure V.15: le ferrailage la rampe

V.5/ Etude de plancher Dalle pleine:

V.5.1/Introduction :

La dalle des blocs est une dalle pleine reposant sur quatre cotés, et les planchers sont des éléments en plan horizontaux qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges
- ✓ Permettre une isolation thermique

les valeurs des moments sont tirées directement du logiciel (RAS) sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{selon BAEL91/99} \\ G + Q & \text{selon BAEL91/99} \end{array} \right.$$

V.5.2/ Sollicitations :

➤ Méthode de calcul :

Pour La dalle est reposée sur 04 cotées et soumise a une charge uniformément reparte donc utilise la méthode B.A.E.L

V.5.3/ Ferroalliage des blocs (A1, B1 et C) :

Pour étude et ferrailage les dalles des blocs (A1, B1 et C) utilisent le logiciel (RSA), la résultat suivent :

a) Bloc B1 :

Les caractéristiques géométriques de dalle sont représenté dans la figure suivant :

Calcule de types de dalle : planche terrasse et étage courant.

a) Planche terrasse de bloc B1 :

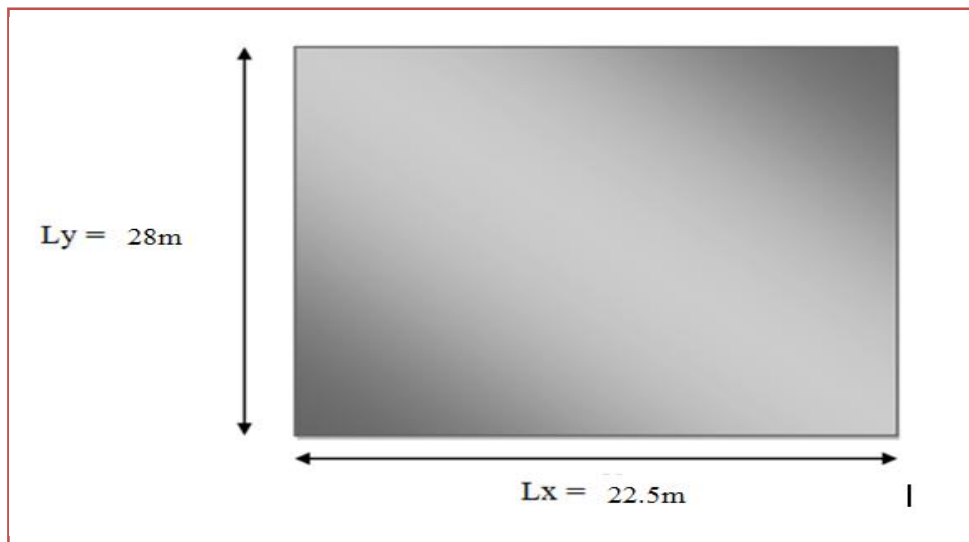


Figure V.16: Schéma de planche terrasse de bloc B1

✓ Moments dynamique :

Suivent xx :

$$M_x = 34.69K .m$$

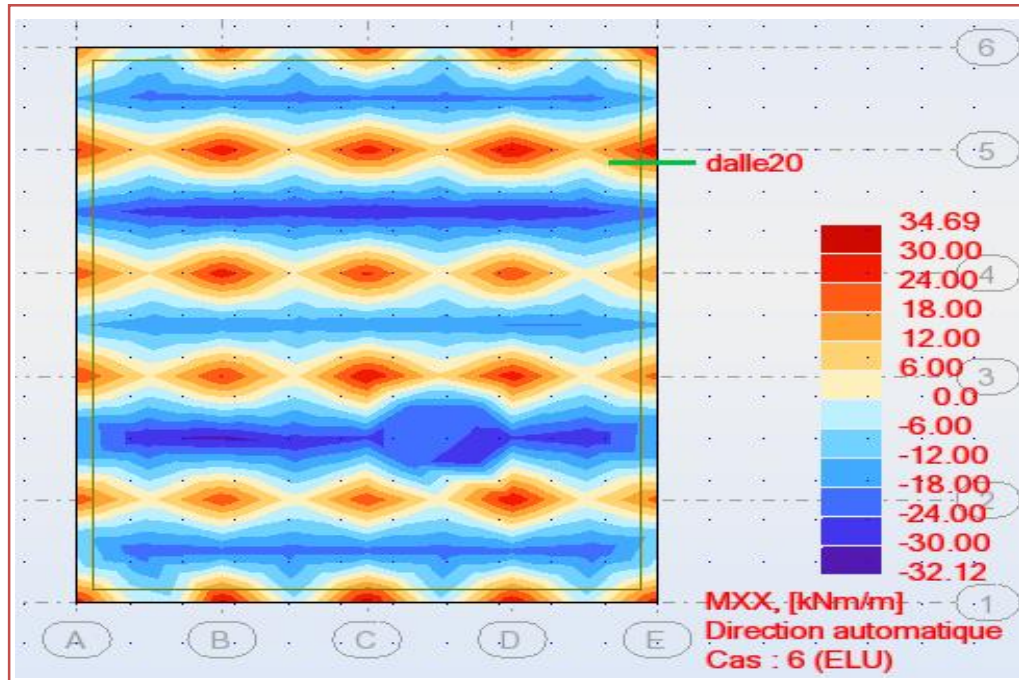


Figure V.17: Moments dynamique de dalle en sons XX de bloc B1

Suivent YY :

$$M_y = 52.88KN.m$$

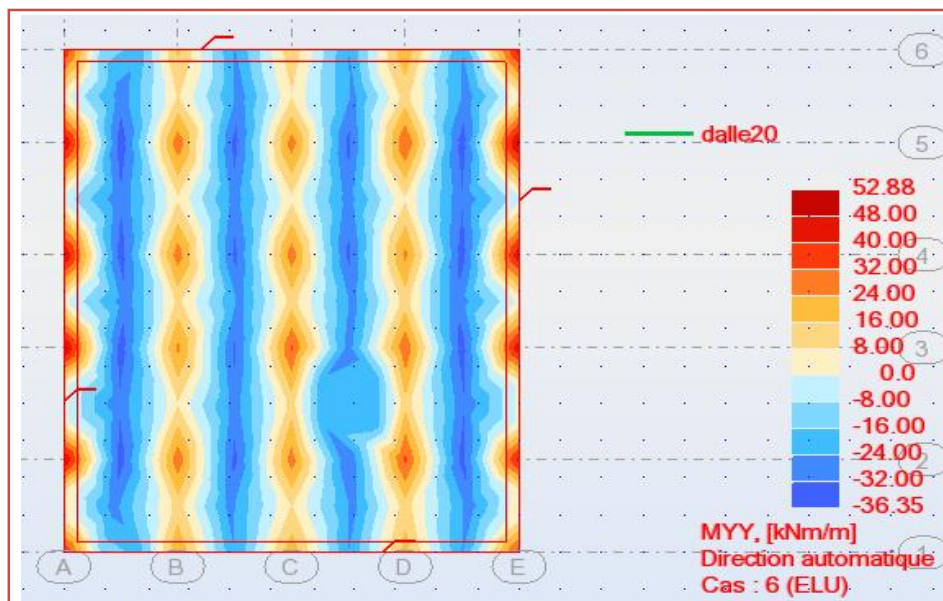


Figure V.18: Moments dynamique de dalle en sons YY de bloc B1

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=9.51
2	Armature supérieure Y	HA 400	12	00	A=7.50
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=9.24
4	Armature inférieure Y	HA 400	12	00	A=11.23

Choix et disposition des armatures:

- Les espacements des armatures:

Pour une fissuration peu préjudiciable

$$\text{Sens } L_x : St \leq \min(3h_0 ; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } L_y : St \leq \min(4h_0 ; 45\text{cm}) \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$$

Donc Choix en deus sons : $St = 15 \text{ cm}$.

Les nappes inférieures :

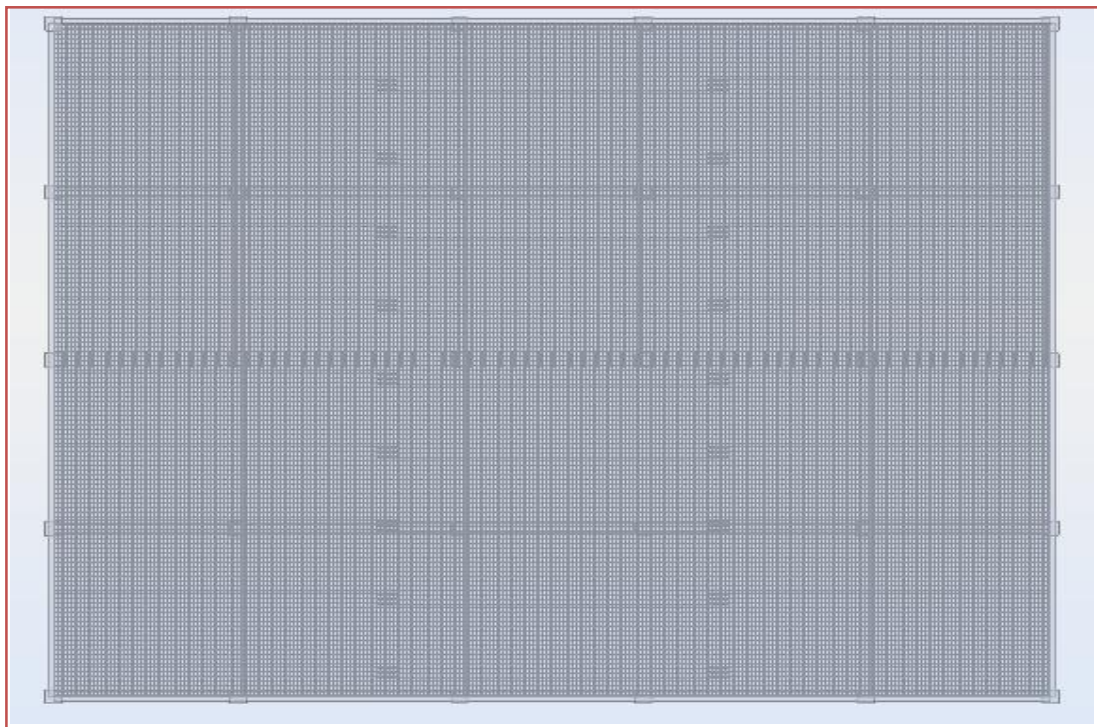


Figure V.19: Ferrailage de dalle (nappe inférieure)

Les nappes supérieures :

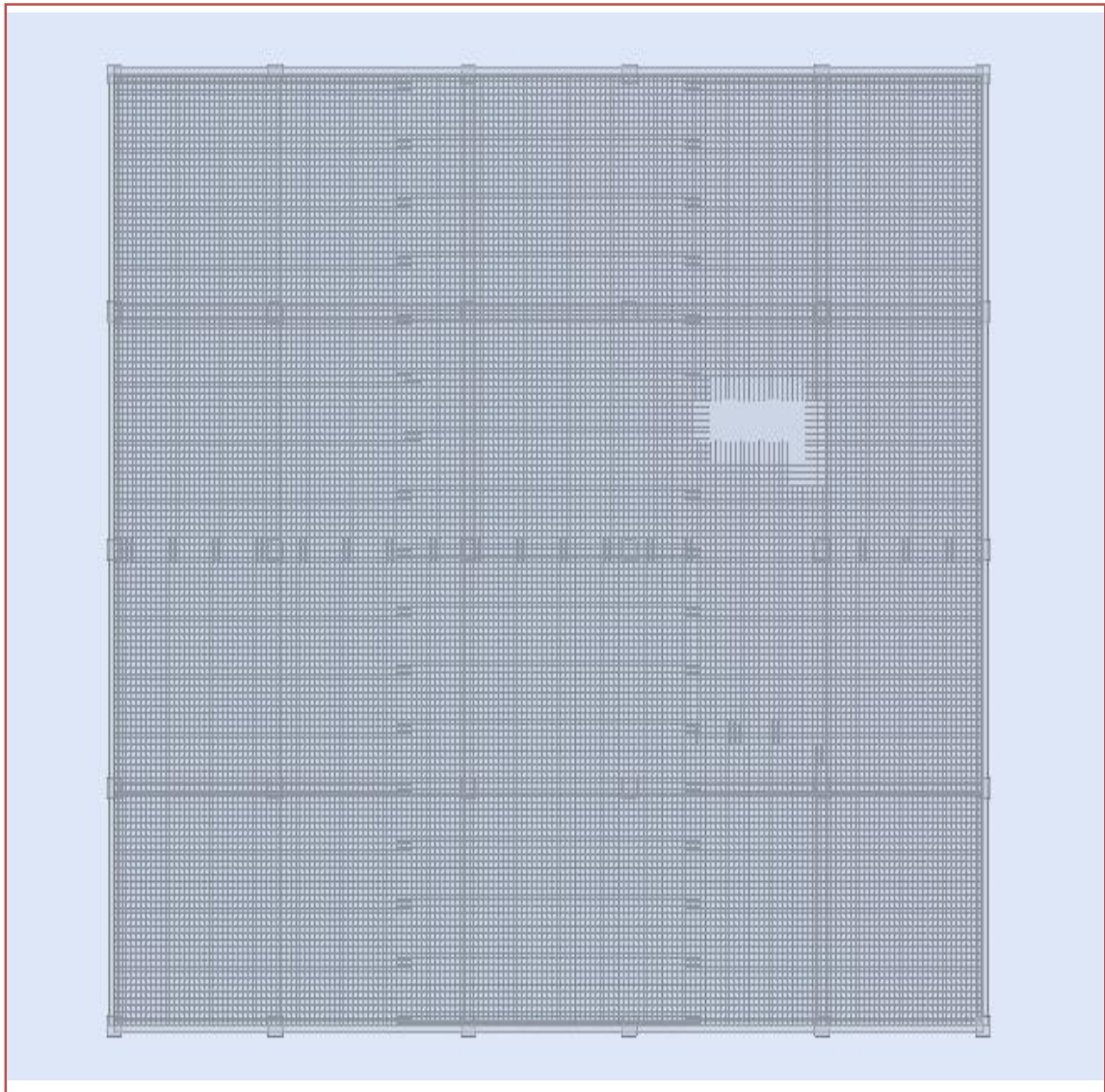
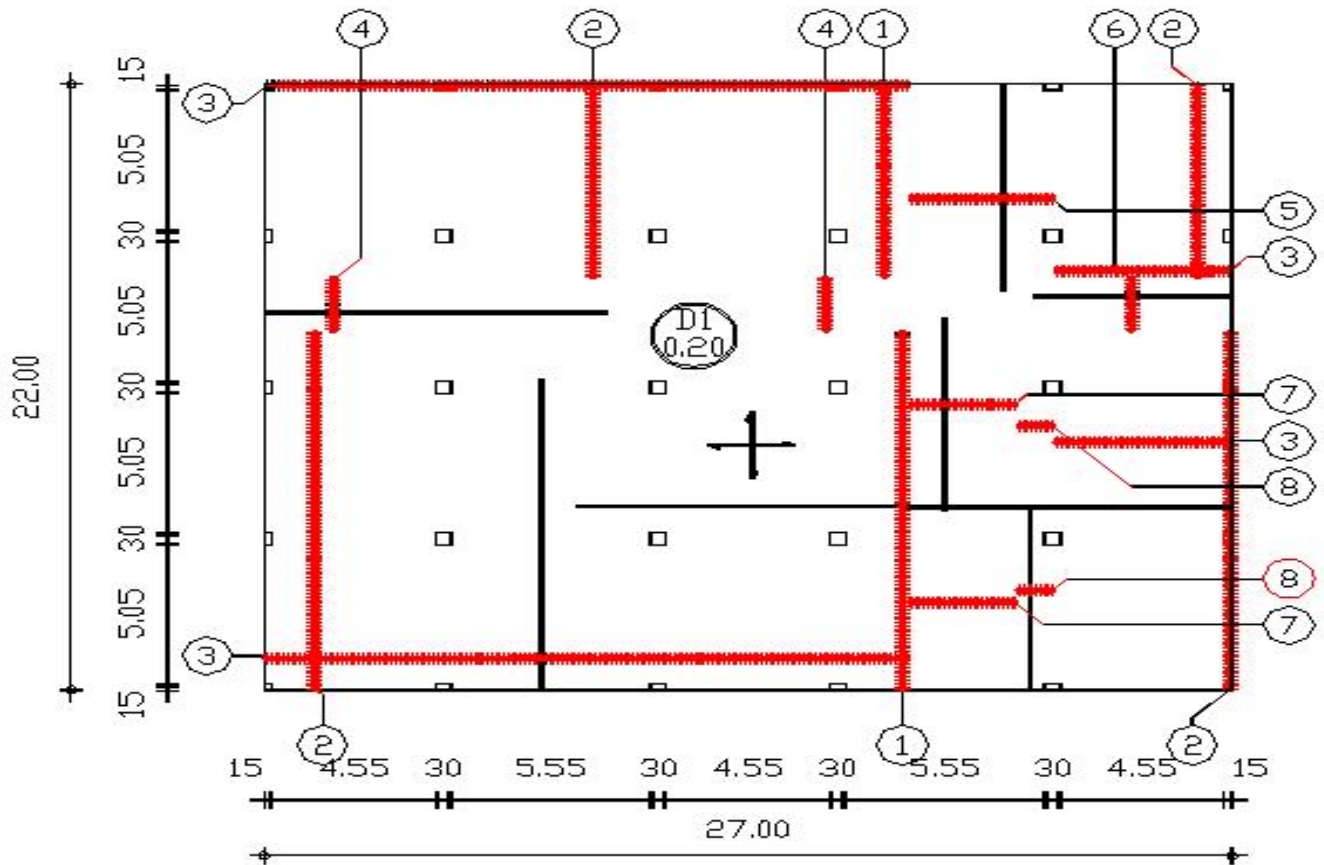


Figure V.20: Ferrailage de dalle (nappe supérieur)



Pos.	Armature	Code	Forme
①	281HA 12 $l=9.51$	00	<u>9.51</u>
②	562HA 12 $l=9.24$	00	<u>9.24</u>
③	906HA 12 $l=11.23$	00	<u>11.23</u>
④	26HA 12 $l=9.51$	00	<u>9.51</u>
⑤	27HA 12 $l=7.50$	00	<u>7.50</u>
⑥	13HA 12 $l=5.50$	00	<u>5.50</u>
⑦	40HA 12 $l=7.01$	00	<u>7.01</u>
⑧	14HA 12 $l=6.51$	00	<u>6.51</u>

Figure V.21: ferrailage de planche terrasse de bloc B1

b) Etage courant bloc B1 :

✓ Moments dynamique :

Suivent xx :

$$M_x = 33.25K \text{ .m}$$

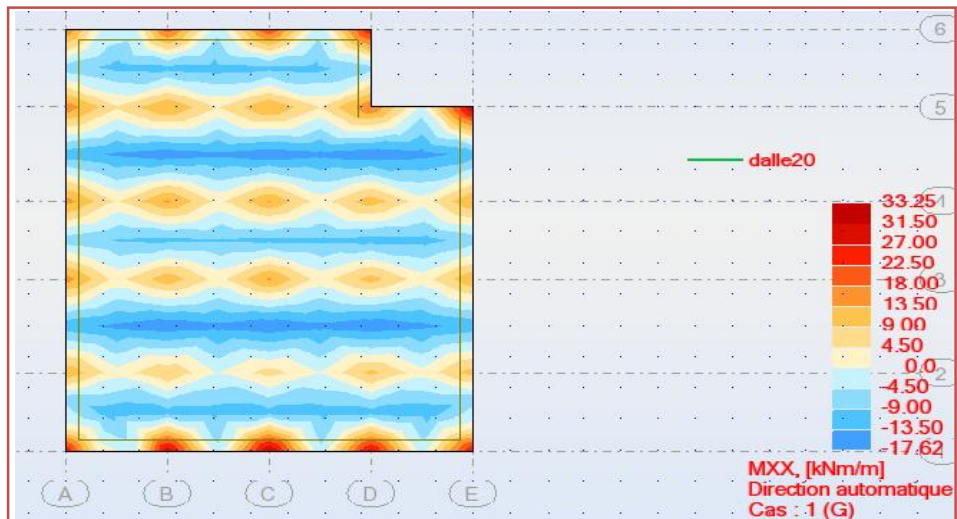


Figure V.22: Moments dynamique de dalle l'étagé courante en sons XX de bloc B1

Suivent y y :

$$M_y = 47.01K \text{ .m}$$

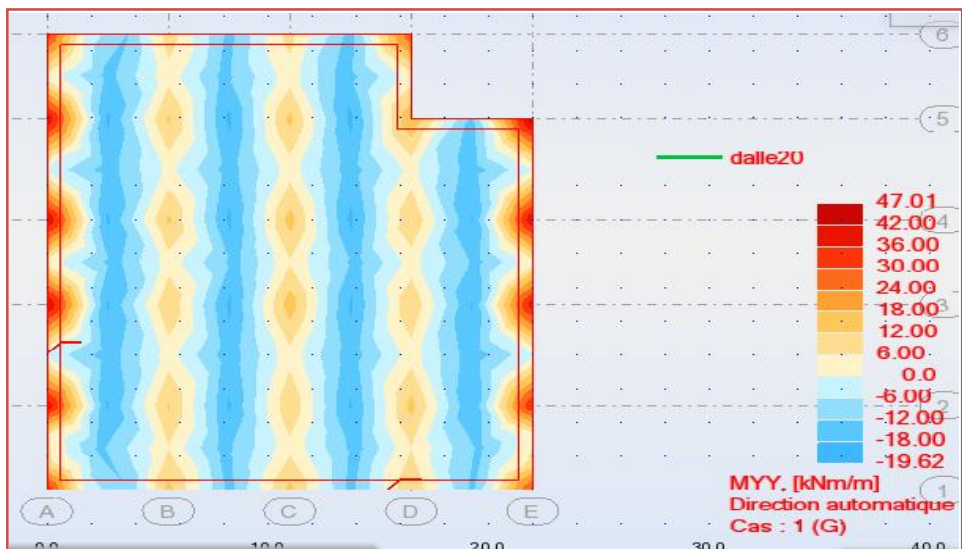


Figure V.23: Moments dynamique de dalle étageée courante en sons YY de bloc B1

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=9.51
2	Armature supérieure Y	HA 400	12	00	A=8.48
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=9.51
4	Armature inférieure Y	HA 400	12	00	A=11.28

Les nappes supérieures :

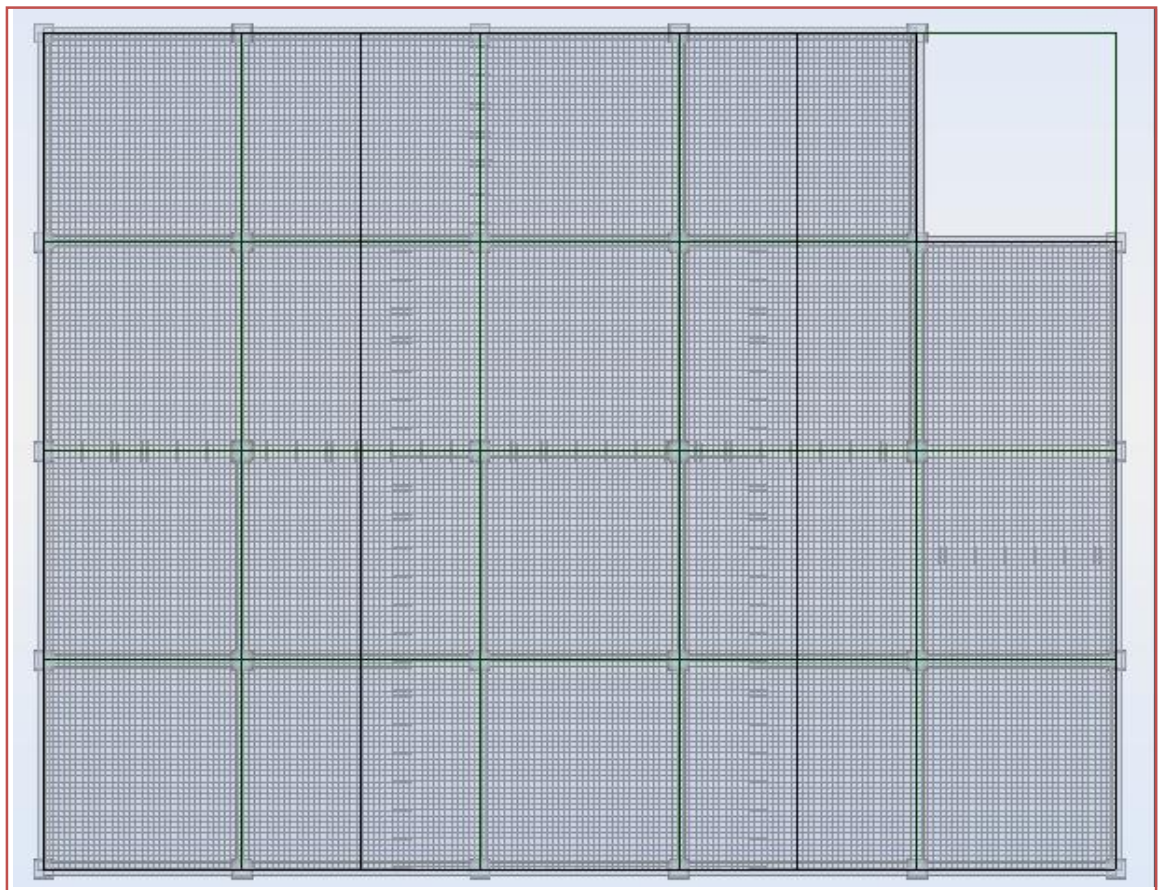


Figure V.24: Ferrailage de dalle (les nappes supérieur)

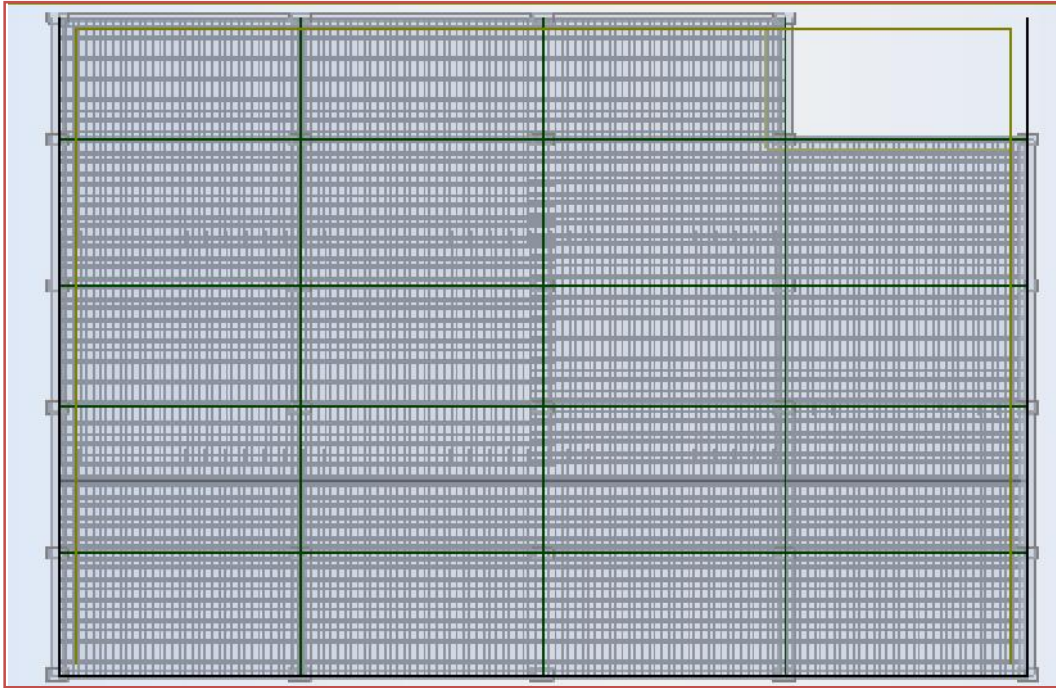
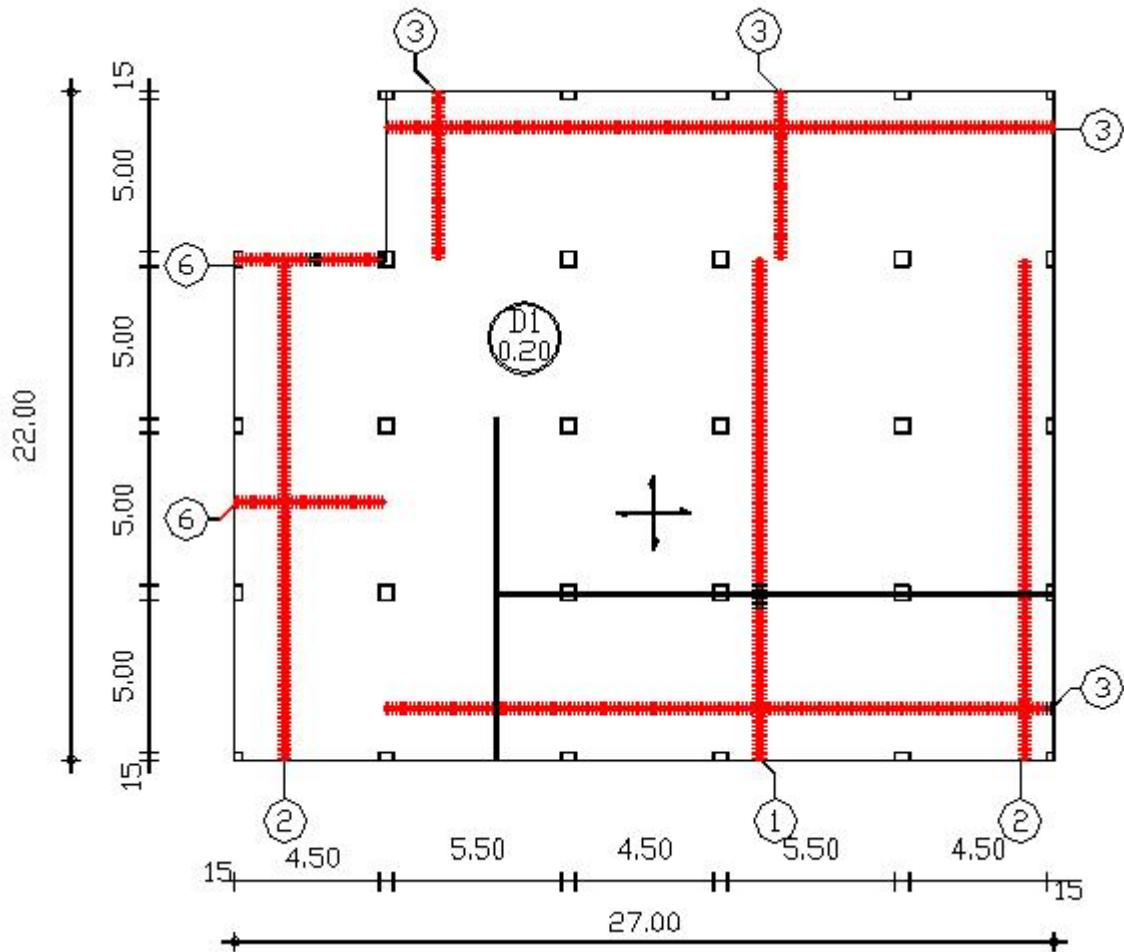


Figure V.25: Ferrailage de dalle (les nappes inferieures)



Pos.	Armature	Code	Forme
①	220HA 12 $l=9.51$	00	<u>9.51</u>
②	440HA 12 $l=9.24$	00	<u>9.24</u>
③	442HA 12 $l=11.23$	00	<u>11.23</u>
④	314HA 14 $l=11.28$	00	<u>11.28</u>
⑤	72HA 14 $l=8.53$	00	<u>8.53</u>
⑥	66HA 12 $l=8.48$	00	<u>8.48</u>

Figure V.26: ferrailage de planche étagé courante de bloc B1

Pour le calcul de ferrailage des autres blocs (A1 et C) nous allons faire la même méthodologie de calcul pour le ferrailage des éléments (Dalle) restants de notre projet, résumé suivants :

b) Bloc A1 :

➤ Planche terrasse :

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=10.05
2	Armature supérieure Y	HA 400	12	00	A=2.51
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=9.24
4	Armature inférieure Y	HA 400	12	00	A=10.94

➤ Planche étagé courante :

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=10.06
2	Armature supérieure Y	HA 400	12	00	A=7.20
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=9.24
4	Armature inférieure Y	HA 400	12	00	A=10.94

c) Bloc C :

➤ Planche terrasse :

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=9.51
2	Armature supérieure Y	HA 400	12	00	A=8.48
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=9.51
4	Armature inférieure Y	HA 400	12	00	A=11.28

➤ Planche étagé courante :

Le résultant de ferrailage suivant le tableau :

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=9.51
2	Armature supérieure Y	HA 400	12	00	A=8.48
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=9.81
4	Armature inférieure Y	HA 400	12	00	A=11.28

VI.1/ Étude des fondations

VI.1.1/ Introduction :

La fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol sur lequel elle repose. Elle sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements du sol.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

- ✓ Dimensionnement à l'E.L.S : $G + Q$.
- ✓ Ferrailage à l'E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$
- ✓ Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right.$$

VI.2 / Choix du type de fondation :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, et comme le poids de l'ouvrage est très important donc le mode de fondation a préconisé pour les appuis de l'ouvrages est de type radier général pour augmenter la surface de la semelle et réduire les tassements différentiels entre les blocs.

Avec :

$$\bar{\tau}_{sol} = 1,37 \text{ bars} = 13,7 \text{ t} / \text{m}^2.$$

VI.2.1 / Définition :

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol en utilisant un modèle éléments finis détaillé et en appliquant la théorie des dalles sur appuis élastique.

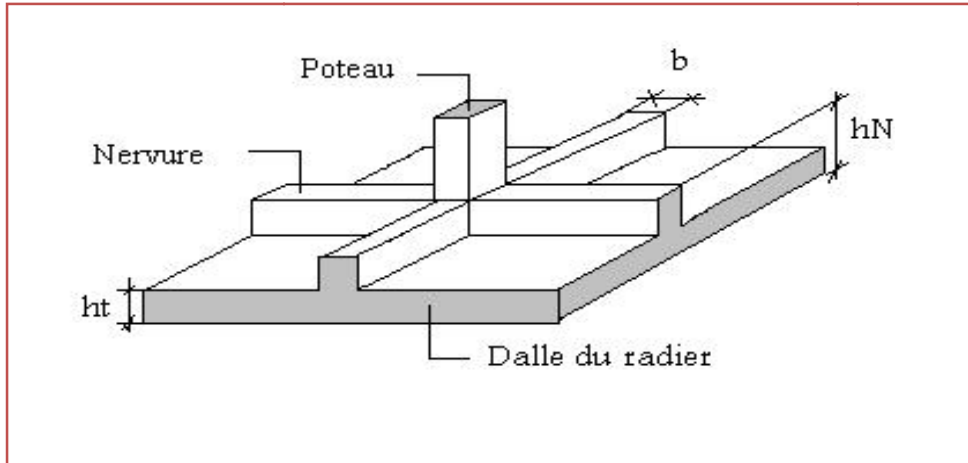


Figure VI.1 : Schéma du radier général

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

On fait les calculs pour un radier type le plus sollicité de bloc C puis on le généralise sur les autres blocs pour obtenir un radier général pour tout la structure afin d'éviter les tassements différentielle entre les blocs.

VI.2.2/ Pré dimensionnement du radier des bloc A1, B1 et C :

Poids supporté par le radier de bloc C:

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_I^{10} G_i = 22357.23 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_I^{10} Q_i = 345.76 \text{ t}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Combinaison d'actions :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 3536.87 \text{ t}$$

$$N_s = G + Q = 2581.49 \text{ t}$$

➤ La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{r_i} \geq \frac{N_s}{s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{l'effort normal total à l'ELS} \\ s : \text{Contrainte admissible du sol} \\ s = 1.5 \text{bars} = 15 \text{t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } S_{r_i} \geq \frac{2581.49}{15} = 172.09 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_b = L_x \times L_y = \text{m}^2$$

La surface de radier est inférieure à la surface de bloc donc on adopte un radier générale sur tout la surface de bloc.

$$\text{Donc : } S_{r_i} = S_b + S_{\text{déb}} .$$

Bloc	Lx (m)	Ly(m)	N _s KN	N _u KN	S _b (m ²)	S _{déb} (m ²)	S _{r_i} (m ²)
A1	12	27.5	1480.16	2011.25	330	18	348
B1	22.5	27.5	1961.11	2671.65	618.75	25.32	644.07
C	28	27.5	9658.25	3536.87	770	42	812

a) Épaisseur du radier (h):

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

➤ Critère de rigidité

$$\frac{L_m}{2} < d < \frac{L_m}{3} \quad \text{avec } L_m = 6 \text{ m}$$

$$24 < d < 30 \quad \Rightarrow \quad d = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$t_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ml}}{S_r} = \frac{3536,87 \times 1}{812} = 37,32 \text{ kN/ml}$$

donc : $V_u = \frac{37,32 \times 6}{2} = 35,54 \text{ kN}$

$$d \geq \frac{35,54}{1 \cdot 0,06 \cdot 25} = 13,18 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) on a $d = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Donc : $h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$

Soit : $h = 30 \text{ cm}$.

VI.2.3/ Dimensionnement des poutres de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$L_m = 6 \text{ m}$$

$$\frac{L_m}{9} < h < \frac{L_m}{6} \Rightarrow 66,67 \text{ cm} < h < 100 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 80 \text{ cm}, d = 5 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 35 \text{ cm}} \end{array} \right.$

NB :

dans les trois blocs l'épaisseur de radier est égale à 30 cm et les poutres des libages égales à 80 cm

VI.2.4 / Vérification des contraintes :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures :

$$G_R = 25 \times 0.3 \times 812 + (0.7 \times 0.3 \times 25 \times 313) = 7733.25 \text{ t}$$

$$Q_{Ri} = 2.5 \times S_b = 28 \times 27.5 \times 2.5 = 1925 \text{ t}$$

$$N_s = G + Q = 9658.25 \text{ t}$$

✓ Vérification de la surface de radier

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{9658.25}{812} = 11.90 \text{ t/m}^2 < 13.7 \text{ t/m}^2 = 1.37 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Inerties du radier :

$$I_{XG} = 19684.29 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 2071217 \text{ m}^4$$

✓ Condition de la raideur (La longueur élastique):

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_m \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E = 35981.73 MPa (module de young du béton).

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 kN/m³.

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

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

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_m^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 72.95 \text{ cm}$$

VI.2.5 / Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c2}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$$N_{u,v} = 0 \text{ kN}$$

$$\mu_c = 0$$

✓ **Sous poteaux :**

$$N_{u,p} = 2761.18 \text{ kN}$$
 Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.50 + 0.30) = 3.2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 3.2 \times 0.30 \times 45}{1.5} \leq 1.30 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.30 \text{ MN} < 1.75 \text{ MN} \Rightarrow \text{CV}$$

VI.2.6/ Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s ZS$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_b + W_r + G_M = 22357.27 + 7733.25 + 0.6 = 30091.12 \text{ kN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement pris égale à 1.5

: poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 1 m

S : surface de radier = 812 m²

$$\text{D'où : } W = 30091.12 > 1.5 \times 10 \times 1 \times 812 = 12180 \text{ k} \Rightarrow \text{C o vérifiée}$$

VI.2.7 / Modélisation :

Cette modélisation est réalisée en utilisant le logiciel **RSA** dont les résultats sont exploités pour le ferrailage du radier.

Le radier sera calculé donc comme un plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles, chargé par les réactions du sol prises égales aux efforts transmis par la superstructure pour assurer l'équilibre de l'ensemble.

a) Bloc A1 :

➤ Déplacement de sons z :

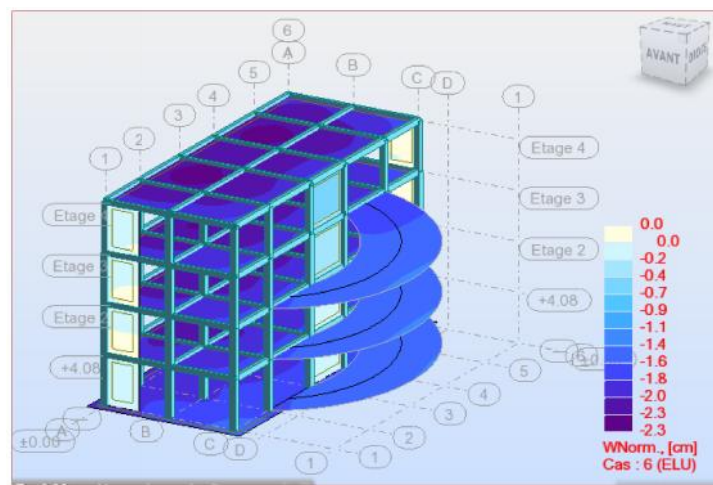


Figure VI.2 : Déplacement de sons z

➤ Réaction du sol :

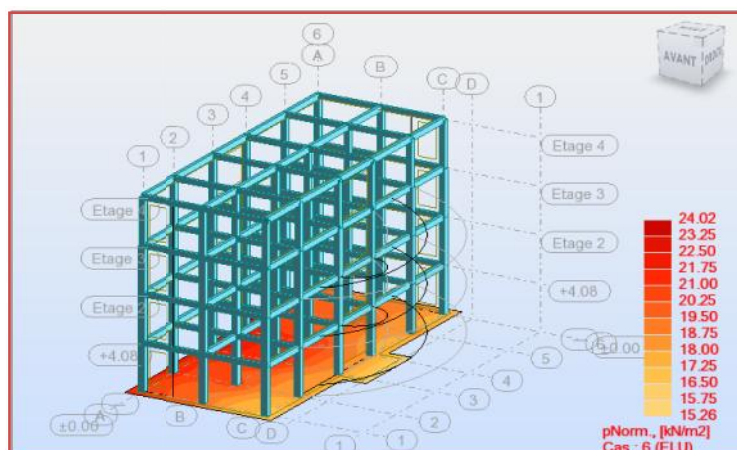


Figure VI.3 : Réaction du sol

b) Bloc B1 :

➤ Déplacement de sons z :

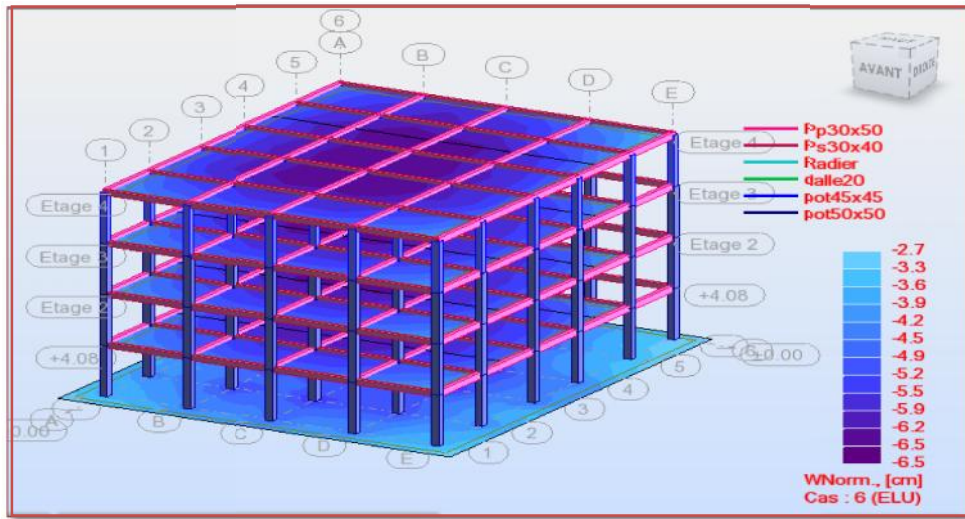


Figure VI.4 : Déplacement de sons z

➤ Réaction du sol :

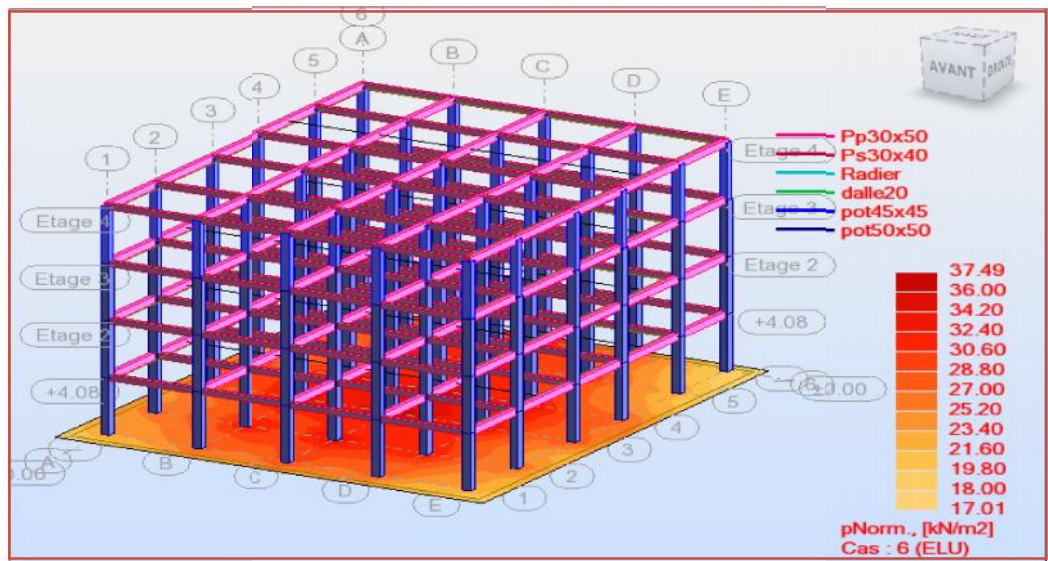


Figure VI.5 : Réaction du sol

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

c) Bloc C :

➤ Déplacement de sons z :

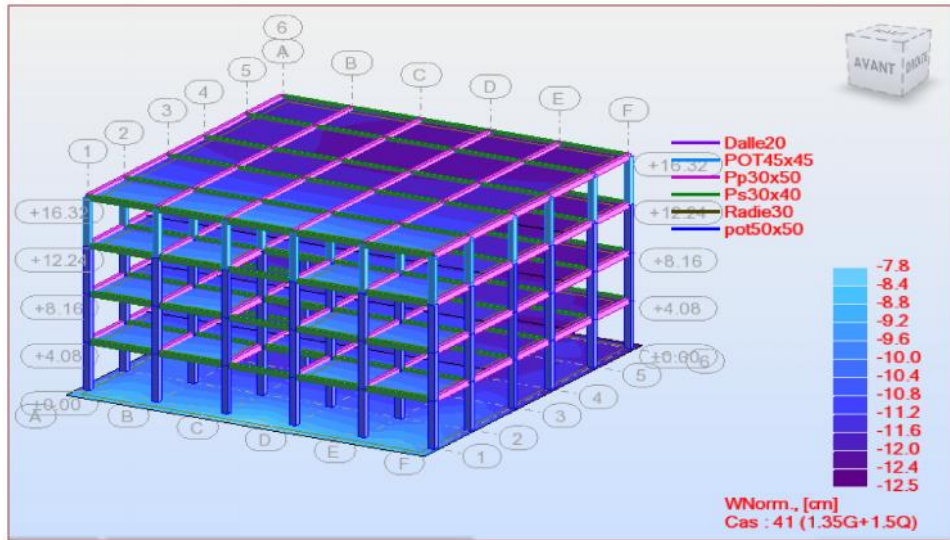


Figure VI.6: Déplacement de sons z

➤ Réaction du sol :

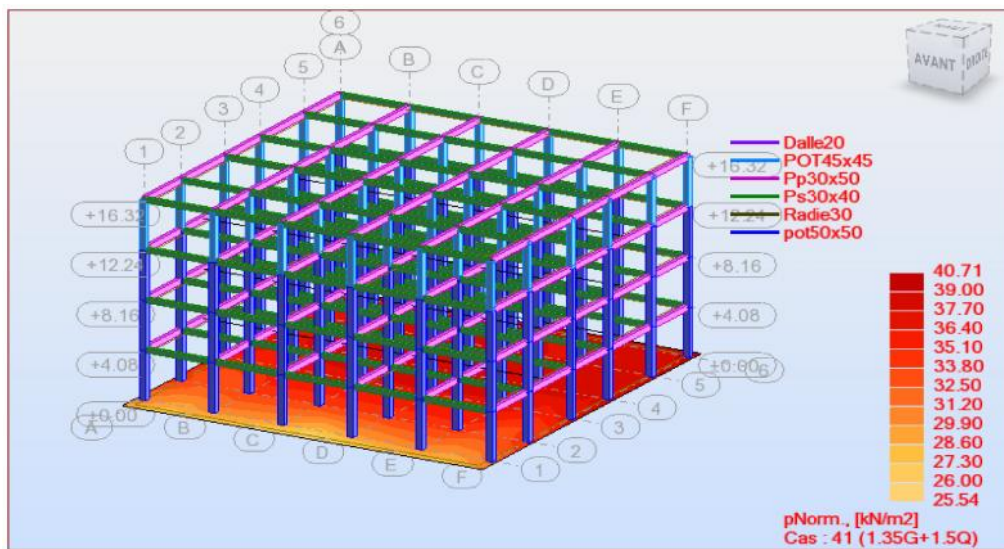


Figure VI.7 : Réaction du sol

VI.3/ Ferrailage du radier :

VI.3.1/ Exemple de calcul Bloc C :

Après le calcul et ferrailage, nous résumons un résultat dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Tableau récapitulatif de ferrailage de radie de bloc

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=9.85
2	Armature supérieure Y	HA 400	16	00	A=10.20
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=3.27
4	Armature inférieure Y	HA 400	16	00	A=10.20

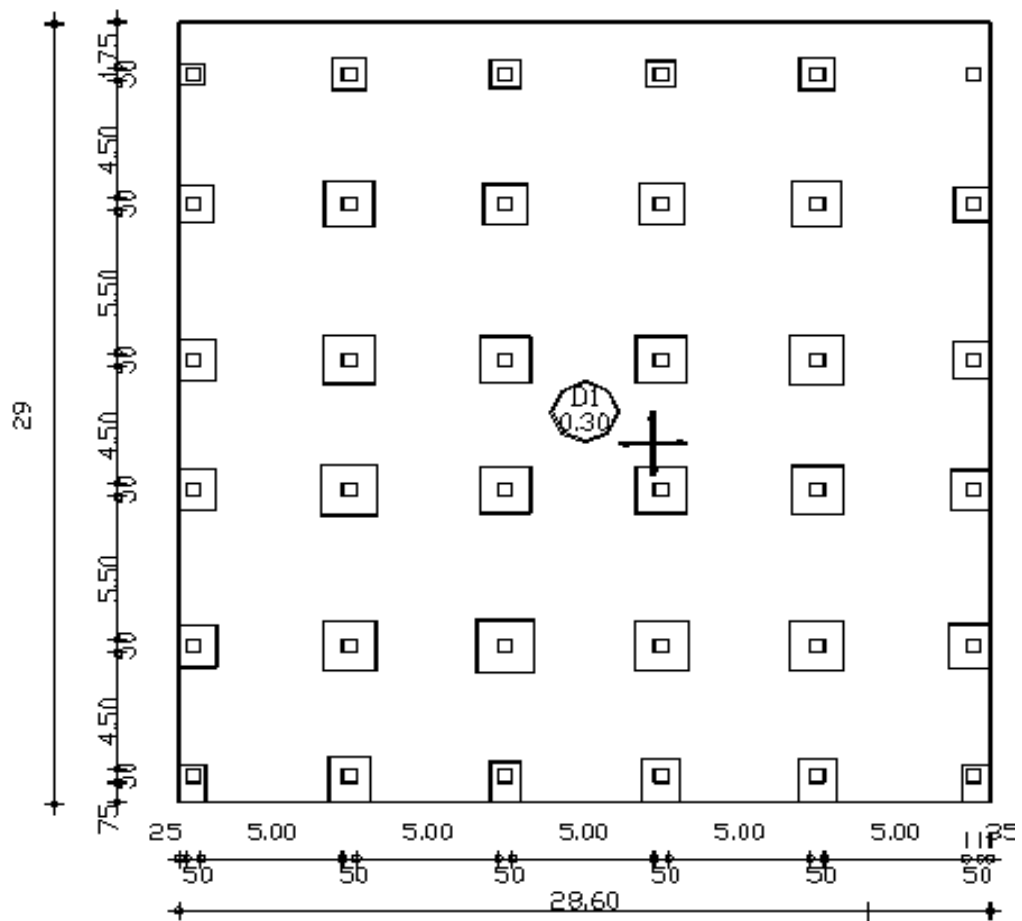


Figure VI.8: le plan de radie de bloc C

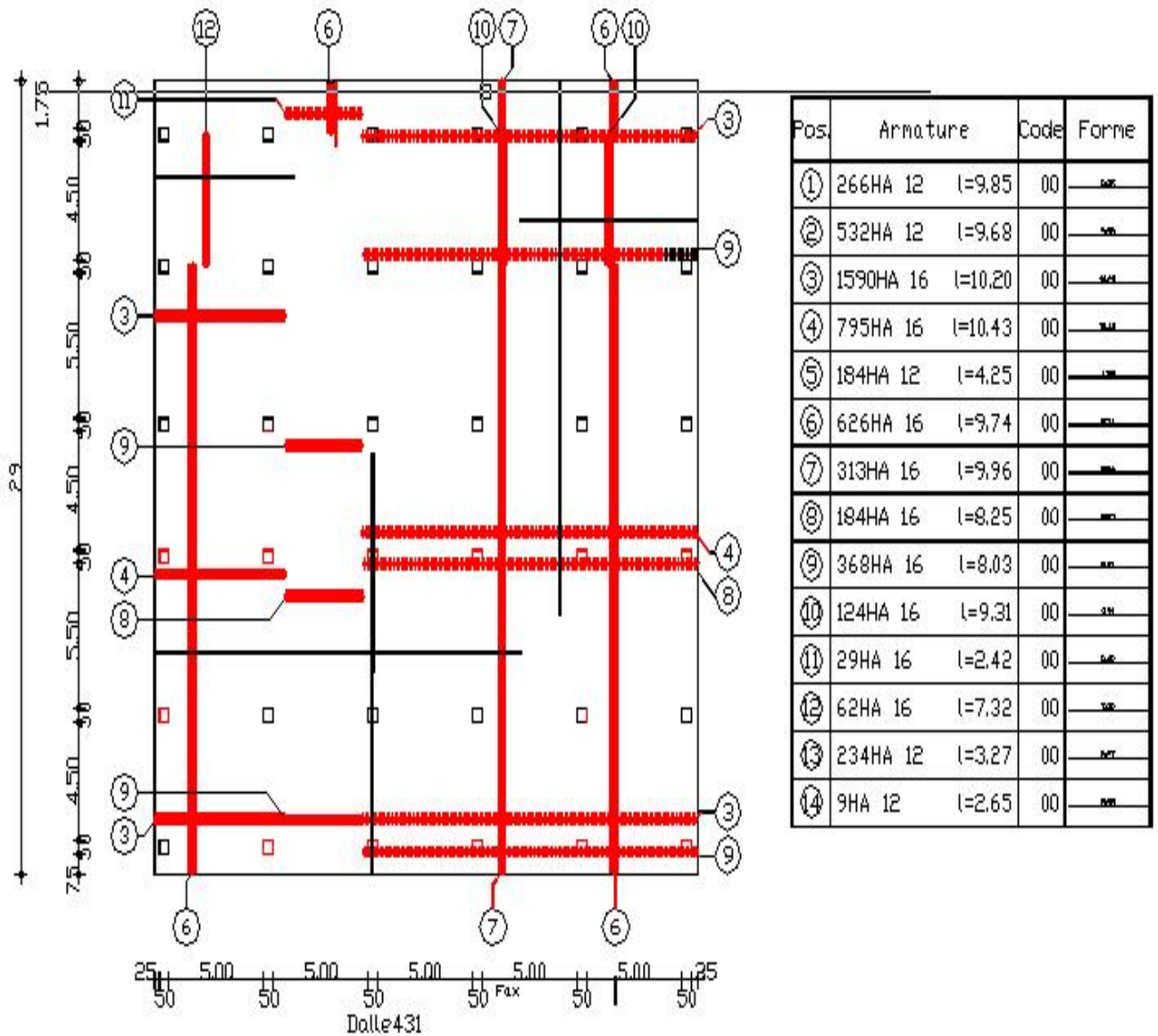


Figure VI.9: le plan ferrailage de radie de bloc C

VI.3.2/Ferraillage des poutres de libages :

Le rapport $=L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

✓ **Sens longitudinal (y) :**

$$L_{\max} = 5 \text{ m}$$

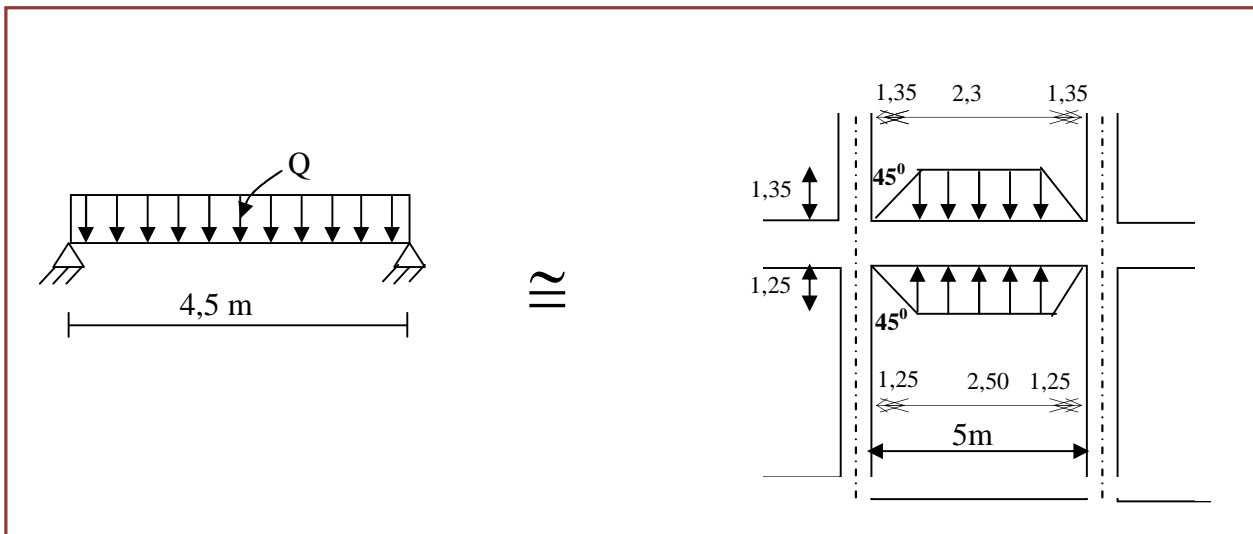


Figure VI.10 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

✓ **Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :

$$Lx_1 = 4.5 \text{ m}$$

$$Ly_1 = 5 \text{ m}$$

$$Lx_2 = 2,50\text{m}$$

$$Q = 11.15\text{t/m}^2$$

$$Q' = \frac{11.15}{2} \left[\left(1 - \frac{4.5^2}{3 \times 5^2} \right) \cdot 4.5 + \left(1 - \frac{2.50^2}{3 \times 5^2} \right) \cdot 2.50 \right] = 31.10 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{97.18 \times 5^2}{8} = 97.18 \text{ t.m}$$

VI.3.4/Calcul du ferrailage Sens longitudinal (y) :

a) **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 97.18 = 82.60 \text{ t.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 73 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2} = \frac{82.60 \times 10^4}{40 \cdot (73)^2} = 0,37 \mu_1 = 0,392 \rightarrow \exists A'$$

$$s = 0,991$$

$$A_t = M_t / \sigma_s \cdot s \cdot d$$

$$A_t = 826210^4 / 3480,99173 = 3282 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20; \quad A = 3318 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 3\text{T}16 \end{cases}$$

b) **En appuis :**

✓ **Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 97.18 = 48.59 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,106 \quad = 0,944$$

$$A_s = 17,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil + (3T20) chap. ; A = 21,99 cm².**

✓ **Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2.88,04 = 17,60 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,042 \quad = 0,979$$

$$A_s = 6,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T14) Fil + (2T12) chap. ; A = 8,42 cm².**

✓ **Sens transversal(x) :**

$$L_{\max} = 4,5 \text{ m}$$

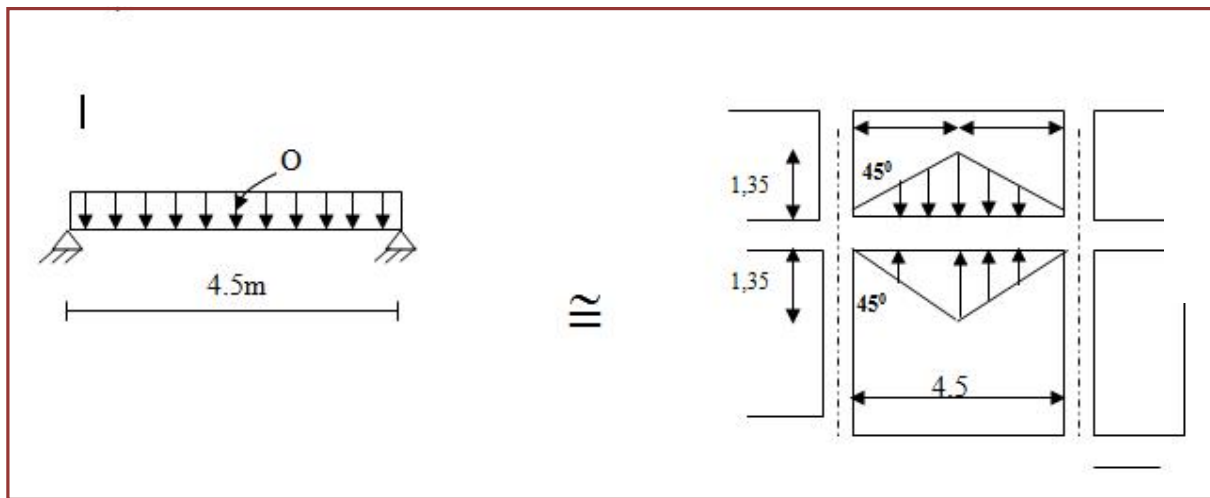


Figure VI.11 : Dimensions de des poutres de libage

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 11,15 \text{ t/m}^2 \\ Lx_1 = 4,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 11,15 \times 4,5 = 33,45 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{33,45 \cdot 4,5^2}{8} = 56,45 \text{ t.m}$$

VI.3.5/ Calcul du ferrailage Sens transversal(x) :

a) En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 56,45 = 47,97 \text{ t.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9h = 73 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{47,97 \cdot 10^4}{40 \cdot (73)^2 \cdot 2,5} = 0,088 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\tilde{\mu} = 0,088 \rightarrow s = 0,978$$

$$A = \frac{M}{s \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,97 \cdot 10^4}{0,978 \cdot 73 \cdot 348} = 19,32 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 3\text{T}14 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 3\text{T}14; A = 12,63 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 3\text{T}12 \end{cases}$$

b) En appuis :

✓ Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \cdot 56,45 = 28,23 \text{ t.m} \quad b = 40 \text{ cm} \quad h = 80 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 73 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,052 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\tilde{\mu} = 0,052 \Rightarrow s = 0,973$$

$$A_s = 11,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T14) Fil + (3T14) chap ; A = 7,70 cm².**

✓ Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 56,45 = 11,29 \text{ t.m} \quad b = 40 \text{ cm} \quad h = 80 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 73 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\tilde{\mu} = 0,020 \Rightarrow s = 0,989$$

$$A_s = 4,50 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(3T14) Fil ; A = 4,62 cm².**

➤ **Armature de peau :**

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,50) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,40 + 0,80) = 7,20 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T20 Fil ; A = 12,56cm²**.

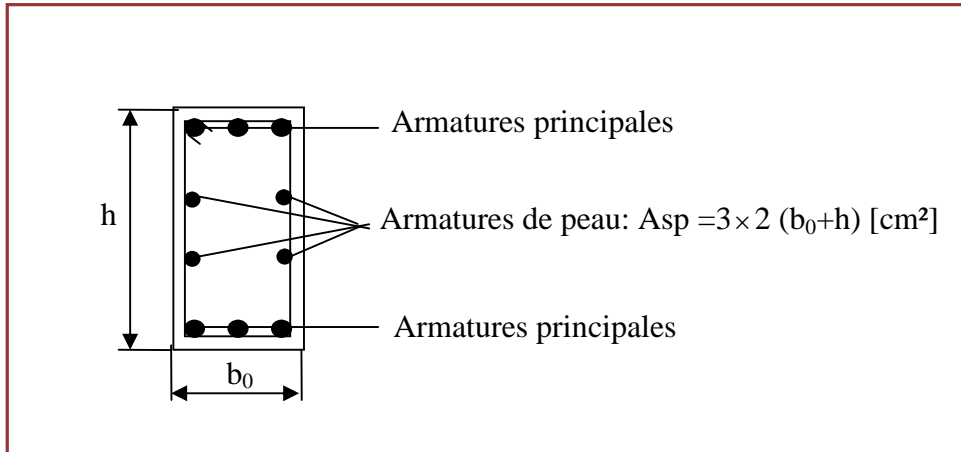


Figure VI.12 : Représente les armatures de peau.

$$V_u = \frac{37,32 \times 6}{2} = 35,54 \text{ kN}$$

IV.3.6/Contrainte de cisaillement :

$$v_u = 35,54 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{35,45}{0,40 \cdot 0,73 \cdot 100} = 1,22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ MPa} < \tau_u = 1,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

Diamètre: $\tau_t \leq \min(h/35; \tau_1; b/10) = \min(24,29 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 50 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\tau_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\right) = \min(20\text{cm}; 12\text{ cm}) = 12\text{ cm}$$

on prend $S_t = 15\text{cm}$.

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b (\sigma_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b (\sigma_u - 0,3f_{c28}) S_t}{0,8 A_t}$$

$$f_e \geq \frac{40(1,22 - 0,3 \times 3,3)15}{0,8 \times 4,71} = 36,63\text{MPa}.$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 6T10, $A=4,71\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\sigma_u/2; 0,4\text{MPa}\right) = \max(0,61; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{4,71 \cdot 400}{40 \cdot 15} = 3,14 \geq 0,65\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pour le calcul de ferrailage des autres blocs (A1 et C) nous allons faire la même méthodologie de calcul pour le ferrailage des éléments (Radie) restants de notre projet, résumé suivants :

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

IV.3.2/ Exemple de calcul Bloc A1 :

Après le calcul et ferrailage, nous résumons un résultat dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Tableau récapitulatif de ferrailage de radie de bloc A1

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	12	00	A=11.50
2	Armature supérieure Y	HA 400	16	00	A=7.51
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=4.06
4	Armature inférieure Y	HA 400	16	00	A=10.26

IV.3.2/ Exemple de calcul Bloc B1 :

Après le calcul et ferrailage, nous résumons un résultat dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif de ferrailage de radie de bloc B1

N°	Type D'armature	Type D'acier	Diamètre (mm)	Code de la forme	(Cm)
1	Armature supérieure X	HA 400	16	00	A=11.65
2	Armature supérieure Y	HA 400	14	00	A=10.15
3	Armature inférieure X	HA 400	12	00	A=10.51
4	Armature inférieure Y	HA 400	16	00	A=11.01

COUNCLISION GENERALE.

Conclusion:

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un parking à étages, est la première expérience qui nous a permis découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l'étude, et de compléter nos connaissances acquises lors de notre formation.

Dans notre projet les procédés de calcul sont faites utilisation des outils informatique pour bien comprendre la modélisation et l'analyse de notre ouvrage.

En fin Cette étude très enrichissante qui nous a permis d'améliorer nos compétences techniques et d'approfondir nos connaissances théoriques, et même nous a permis aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine.

Bibliographies :

➤ **Règlements :**

- ☞ Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- ☞ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- ☞ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).
- ☞ Règles techniques et réglementaire Surcharge et charge permanente : DTR B.C.2.2

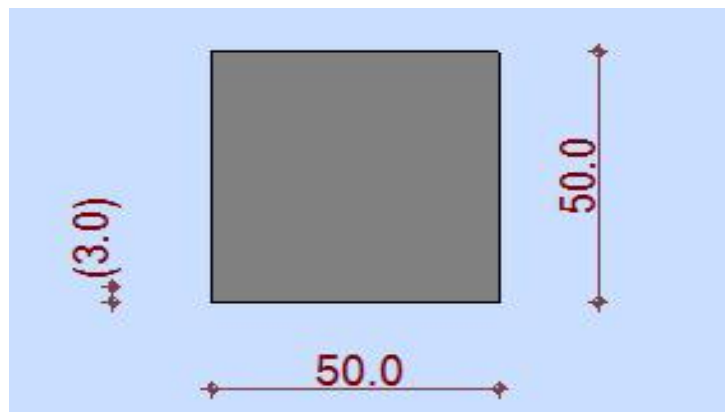
➤ **Livre :**

- ☞ Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean- pierre Mougin
- ☞ Calcul des ouvrages en béton armé M.BEL AZOUGUI
- ☞ Le béton armé aux états limites M.BEL AZOUGUI

ANNEXE

A/ Les calculs des ferrailages des éléments principaux de structure :

A.1/ Poteau de bloc C (50x50) cm :



Poteau36 :

2.1 Caractéristiques des matériaux :

]	Béton	: $f_{c28} = 45.00$ (MPa)	Poids volumique = 2501.36 (kG/m ³)
]	Aciers longitudinaux	: type HA 400	$f_e = 400.00$ (MPa)
]	Aciers transversaux	: type HA 400	$f_e = 400.00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

Rectangle	50.0 x 50.0 (cm)
Epaisseur de la dalle	= 0.20 (m)
Sous dalle	= 3.98 (m)
Sous poutre	= 3.68 (m)
Enrobage	= 3.0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

]	Calculs suivant	: BAEL 91 mod. 99
]	Dispositions sismiques	: non
]	Poteau préfabriqué	: non
]	Tenue au feu	: forfaitaire
]	Pré dimensionnement	: non
]	Prise en compte de l'élançement	: oui
]	Compression	: simple
]	Cadres arrêtés	: sous plancher
]	Plus de 50% des charges appliquées :	: après 90 jours

ANNEXE

2.4 Chargements :

Cas	Nature	Groupe	N(kN)
ELU	de calcul	36	699.17

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	←
Direction Y :	4.08	1.00	28.27

2.5.2 Analyse détaillée

← = max (←y ; ←z)
← = 28.27
← < 50
 $\zeta = 0,85 / (1 + 0,2 * (\leftarrow / 35)^2) = 0.75$
Br = 0.23 (m2)
A = 9.05 (cm2)
Nulim = $\zeta [Br * f_{c28} / (0,9 * \uparrow b) + A * F_e / \uparrow s] = 3444.78$ (kN)

2.5.3 Ferrailage :

) global (Rd/Sd) = 4.93
) section d'acier réelle A = 9.05 (cm2)

2.6 Ferrailage :

Barres principales : 8 HA 400 12 l = 4.15 (m)

Barres de construction : 2 HA 400 12 l = 4.15 (m)

Ferrailage transversal :

) 22 Cad HA 400 12 l = 2.00 (m) e = 3*0.17 + 19*0.18 (m)
) 22 Cad HA 400 12 l = 1.46 (m) e = 3*0.17 + 19*0.18 (m)
) 22 Ep HA 400 12 l = 0.68 (m) e = 3*0.17 + 19*0.18 (m)

3 Quantitatif :

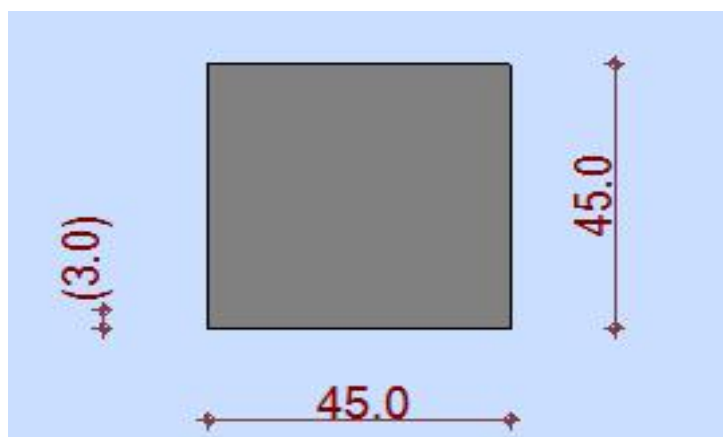
) Volume de Béton = 0.92 (m3)
) Surface de Coffrage = 7.36 (m2)

) Acier HA 400
) Poids total = 117.64 (kG)
) Densité = 127.87 (kG/m3)
) Diamètre moyen = 12.0 (mm)
) Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
12	132.46	117.64

ANNEXE

A.2/ Poteau de bloc C (45x45) cm :



2/ Poteau178

2.1 Caractéristiques des matériaux :

]	Béton	: $f_{c28} = 45.00$ (MPa)	Poids volumique = 2501.36 (kG/m ³)
]	Aciers longitudinaux	: type HA 400	$f_e = 400.00$ (MPa)
]	Aciers transversaux	: type HA 400	$f_e = 400.00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

Rectangle	45.0 x 45.0 (cm)
Epaisseur de la dalle	= 0.20 (m)
Sous dalle	= 3.88 (m)
Sous poutre	= 3.58 (m)
Enrobage	= 3.0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

]	Calculs suivant	: BAEL 91 mod. 99
]	Dispositions sismiques	: non
]	Poteau préfabriqué	: non
]	Tenue au feu	: forfaitaire
]	Pré dimensionnement	: non
]	Prise en compte de l'élanement	: oui
]	Compression	: simple
]	Cadres arrêtés	: sous plancher
]	Plus de 50% des charges appliquées :	: après 90 jours

2.4 Chargements :

Cas	Nature	Groupe	N(kN)
ELU	de calcul	178	152.68

ANNEXE

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	←
Direction Y :	4.08	1.00	31.41

2.5.2 Analyse détaillée

$$\leftarrow = \max(\leftarrow y ; \leftarrow z)$$

$$\leftarrow = 31.41$$

$$\leftarrow < 50$$

$$\zeta = 0,85 / (1 + 0,2 * (\leftarrow / 35)^2) = 0.73$$

$$Br = 0.18 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = 9.05 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$N_{ulim} = \zeta [Br * f_c 28 / (0,9 * \hat{b}) + A * F_e / \hat{s}] = 2737.14 \text{ (kN)}$$

2.5.3 Ferrailage :

) Coefficients de sécurité	
) global (Rd/Sd)	= 17.93
) section d'acier réelle	A = 9.05 (cm ²)

2.6 Ferrailage :

Barres principales : 8 HA 400 12 l = 4.05 (m)

Ferrailage transversal :

) 22 Cad	HA 400 12	l = 1.80 (m)	e = 3*0.17 + 19*0.17 (m)
) 22 Cad	HA 400 12	l = 1.32 (m)	e = 3*0.17 + 19*0.17 (m)

3 Quantitatif :

) Volume de Béton	= 0.72 (m ³)
) Surface de Coffrage	= 6.44 (m ²)
)	
) Acier HA 400	
) Poids total	= 89.74 (kG)
) Densité	= 123.79 (kG/m ³)
) Diamètre moyen	= 12.0 (mm)
) Liste par diamètres :	

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
12	101.05	89.74

ANNEXE

- ✓ appuis de rive (gauche) : Auto
- ✓ appuis de rive (droite) : Auto
- ✓ appuis intermédiaires (gauche) : Auto
- ✓ appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

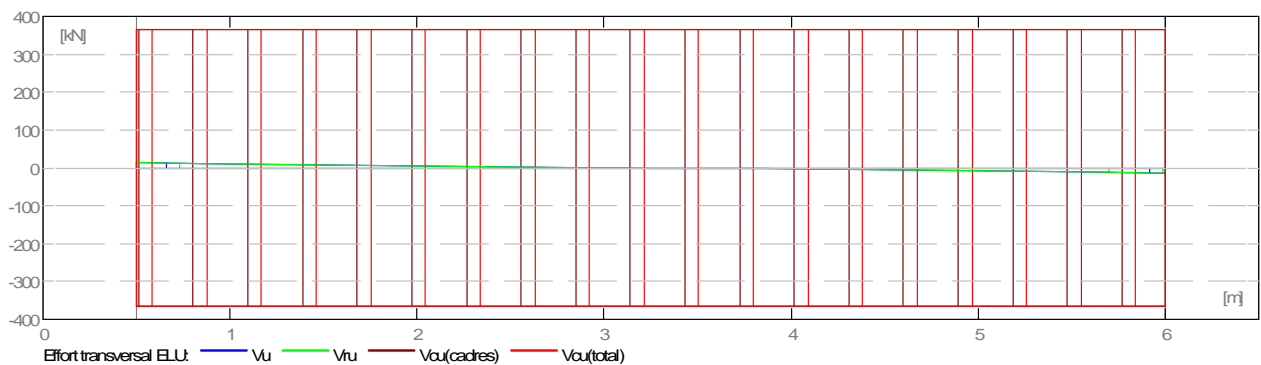
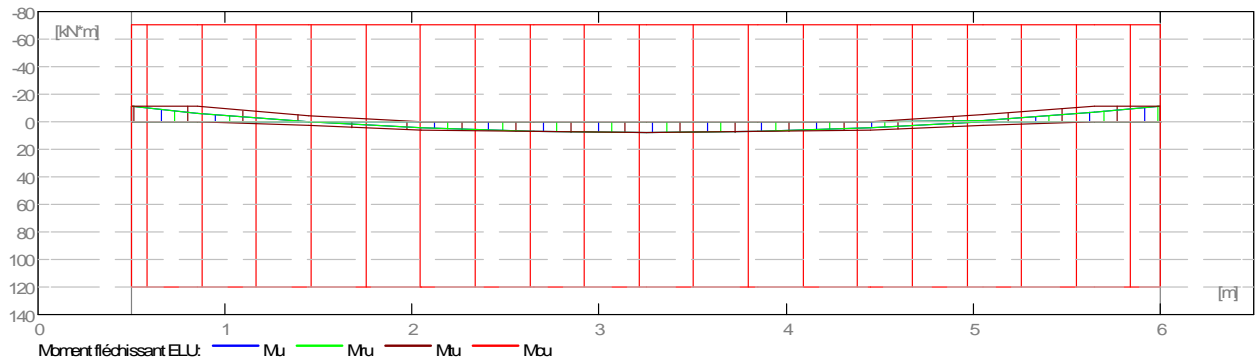
2.5 Résultats théoriques :

N° charge	Type	Etat limite n*	Désignation	x(m)	Valeur	Capacité de
1.	M [kN*m]	ELA	1 0.50	-133.12	-81.95	0.62
2.	Areq [cm ²]	ELS	1 0.50	0.76	0.45	0.59

n* - Coefficient de sécurité

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN)	Md (kN)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	7.66	-0.42 -10.98 -11.71	13.53	-13.79		

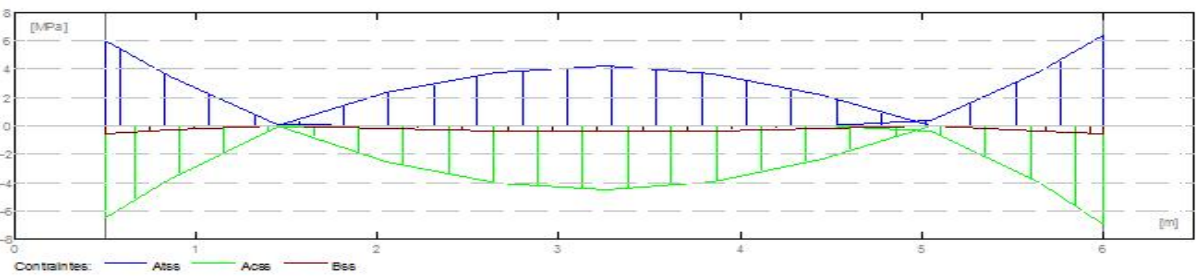
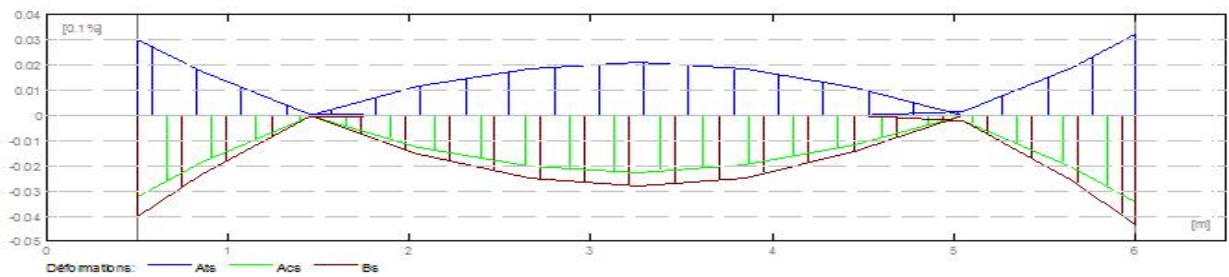
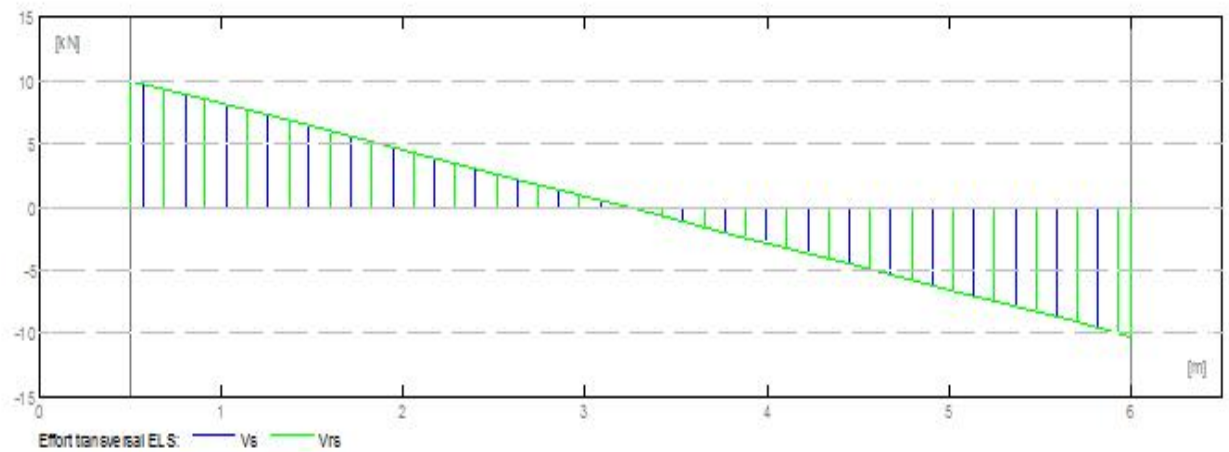
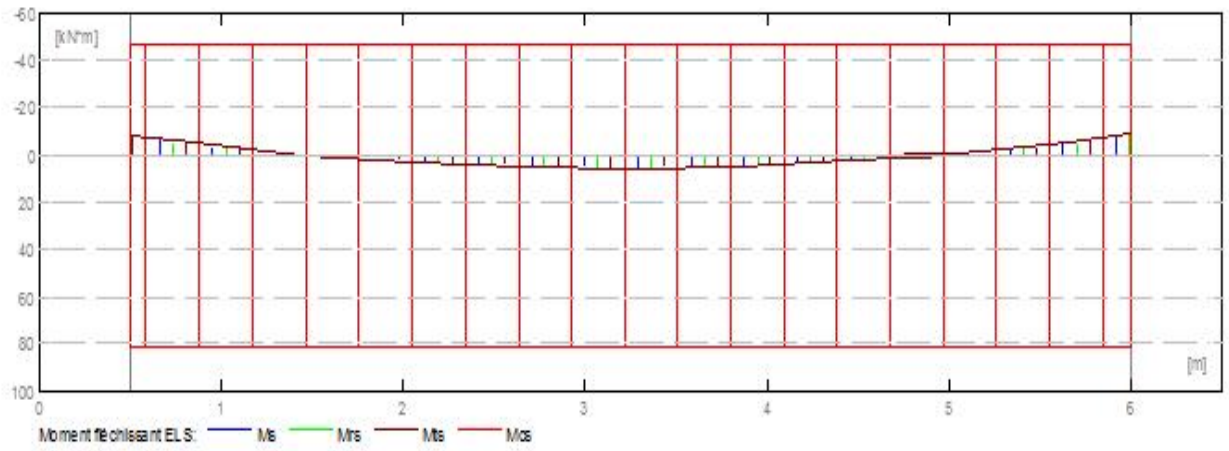


2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mt max.	Mt min.	Mg	Md	Vg	Vd
-------------	---------	---------	----	----	----	----

ANNEXE

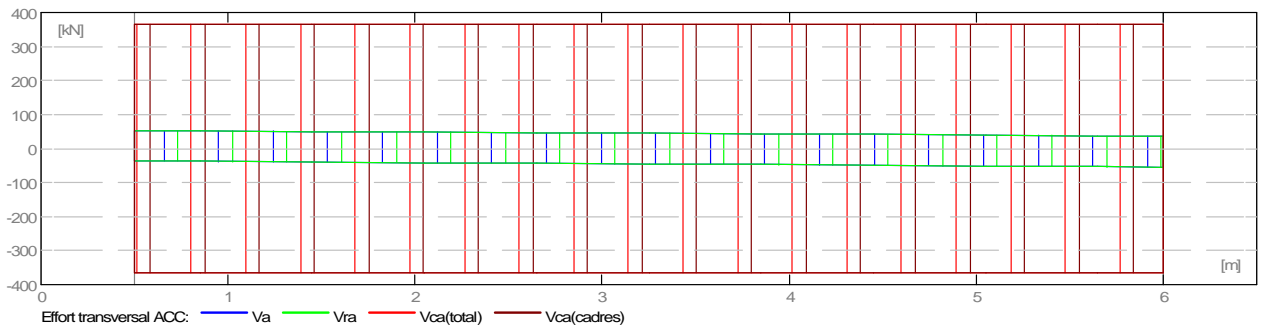
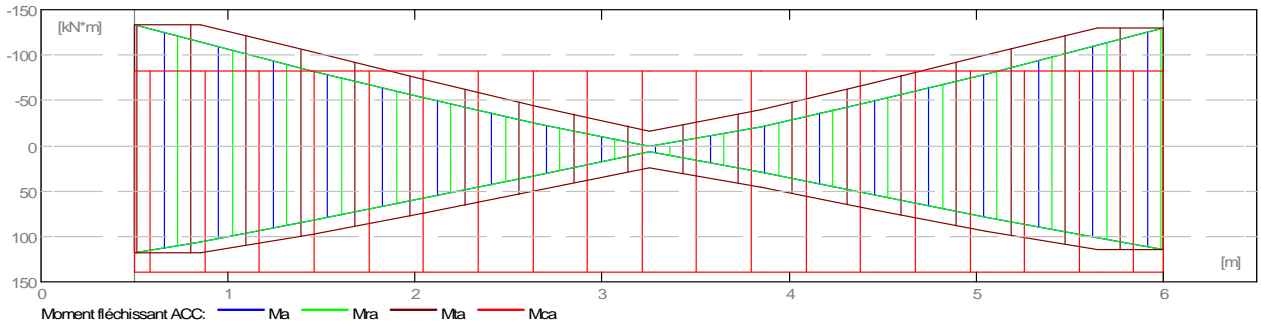
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN)	(kN)
P1	5.67	0.00	-8.13	-8.67	10.02	-10.22



2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

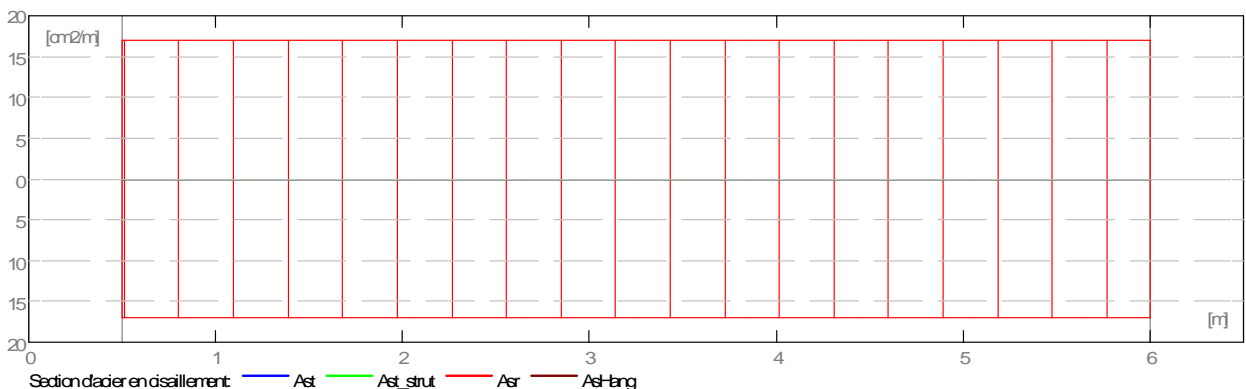
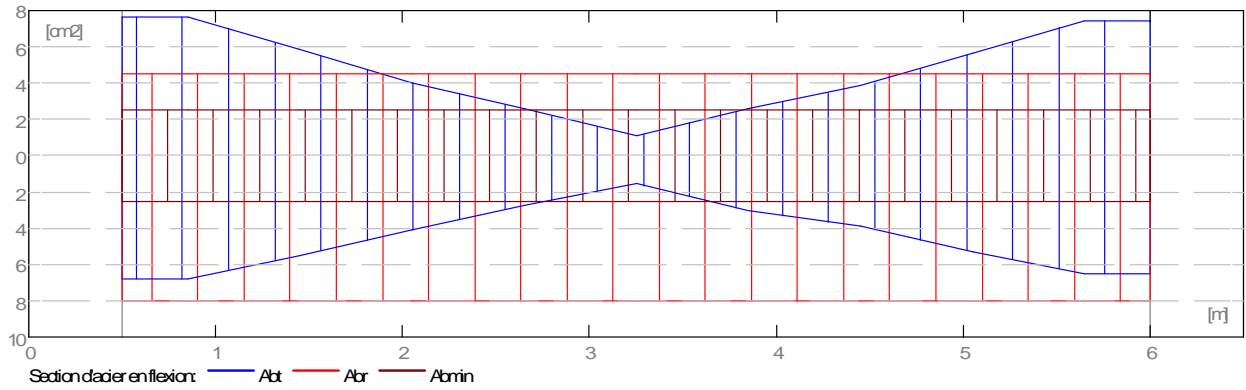
ANNEXE

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	118.49	-72.70	-133.12	-130.14	52.83	-55.03



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	6.77	0.00	6.77	7.63	6.53	7.45

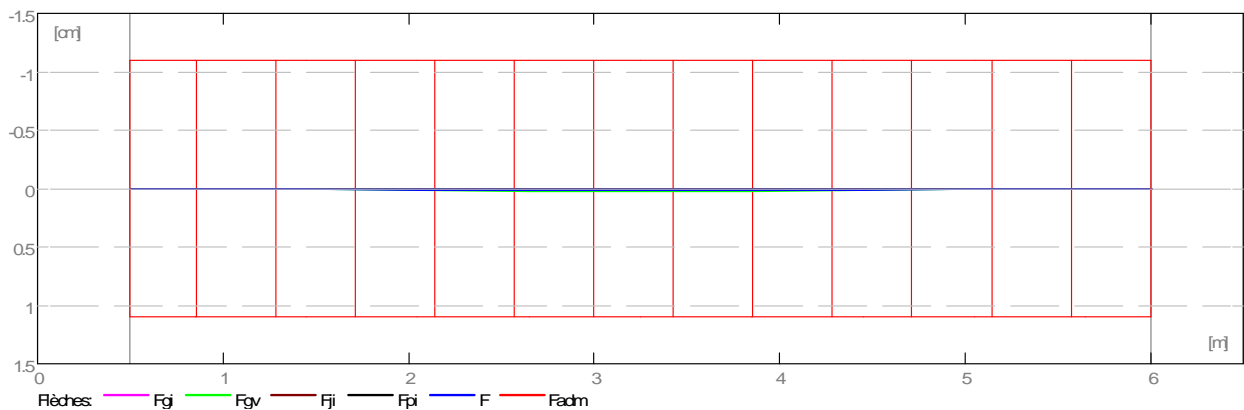


ANNEXE

2.5.5 Flèches

- Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
- Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
- Ft - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
- Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	□Ft (cm)	Fadm (cm)
P1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 22.88 (MPa)

	a/add (m)	□bc A (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
<u>Travée P1 Appui gauche</u>				
Vu = 52.83(kN)				
Bielle inférieure	0.45	0.78	1.52	8.04
<u>Travée P1 Appui droit</u>				
Vu = 55.03(kN)				
Bielle inférieure	0.45	0.82	1.58	8.04

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 P1 : Travée de 0.50 à 6.00 (m)

	ELU	ELS	ELU - comb. acc.		
Abscisse travée	M max. A compr.	M min.	M max.	M min.	M max. M min. A chapeau A

ANNEXE

(m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm2)	(cm2)	(cm2)
0.50	0.00	-10.98	0.00	-8.13	118.49	-133.12		7.63	6.77	0.00
0.85	0.00	-10.98	0.00	-4.69	118.49	-133.12		7.63	6.77	0.00
1.45	2.83	-4.27	0.00	-0.11	97.81	-103.51		5.85	5.52	0.00
2.05	5.97	-0.10	3.14	0.00	74.24	-72.70	4.04	4.12	0.00	
2.65	7.38	-0.00	5.07	0.00	49.60	-43.55	2.56	2.72	0.00	
3.25	7.66	-0.00	5.67	0.00	23.90	-16.40	1.07	1.56	0.00	
3.85	7.33	-0.00	4.95	0.00	45.92	-40.18	2.56	3.03	0.00	
4.45	5.76	-0.42	2.90	0.00	70.46	-69.47	3.85	3.90	0.00	
5.05	2.61	-4.86	0.00	-0.47	93.94	-100.41		5.67	5.29	0.00
5.65	0.00	-11.71	0.00	-5.16	114.53	-130.14		7.45	6.53	0.00
6.00	0.00	-11.71	0.00	-8.67	114.53	-130.14		7.45	6.53	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0.50	13.53	13.52	10.02	10.02	52.83	52.82
0.85	11.79	11.79	8.73	8.73	51.80	51.80
1.45	8.81	8.81	6.52	6.52	50.03	50.03
2.05	5.83	5.83	4.32	4.32	48.26	48.26
2.65	2.85	2.85	2.11	2.11	46.50	46.50
3.25	-0.13	-0.13	-0.10	-0.10	-44.91	-44.91
3.85	-3.11	-3.11	-2.31	-2.31	-47.12	-47.12
4.45	-6.09	-6.09	-4.51	-4.51	-49.32	-49.32
5.05	-9.07	-9.07	-6.72	-6.72	-51.53	-51.53
5.65	-12.05	-12.05	-8.93	-8.93	-53.74	-53.74
6.00	-13.79	-13.79	-10.22	-10.22	-55.03	-55.02

contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Travée de 0.50 à 6.00 (m)

Ferrailage longitudinal :

) Aciers inférieurs

4 HA 40016 l = 6.22 de 0.14 à 6.36

) Chapeaux

4 HA 40012 l = 6.04 de 0.23 à 6.27

Ferrailage transversal :

14 Cad HA 40012 l = 1.60 e = 1*0.15 + 13*0.40 (m)

28 Etr HA 40012 l = 1.14 e = 1*0.15 + 13*0.40 (m)

3 Quantitatif :

) Volume de Béton = 0.98 (m3)

) Surface de Coffrage = 8.45 (m2)

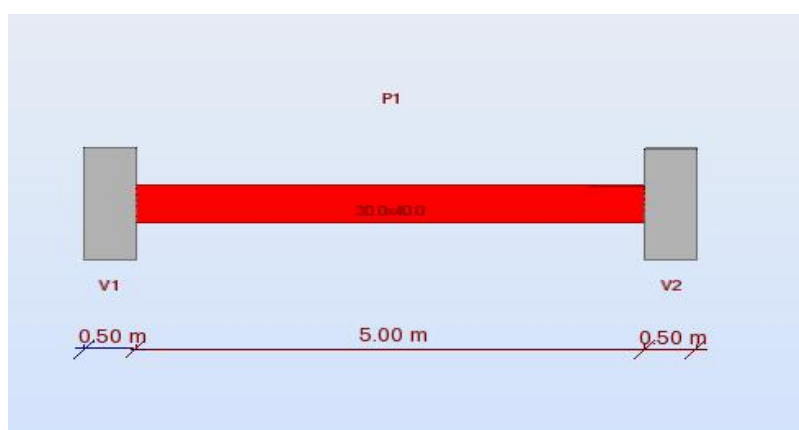
) Acier HA 400

ANNEXE

-) Poids total = 109.03 (kG)
-) Densité = 111.82 (kG/m³)
-) Diamètre moyen = 13.0 (mm)
-) Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre :
12	1.14	28
12	1.60	14
12	6.04	4
16	6.22	4

A.4/ Poutre Secondaire de bloc C (30x40) cm :



2 Poutre : Poutre91

2.1 Caractéristiques des matériaux :

-) Béton : $f_{c28} = 45.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m³)
-) Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
-) Aciers transversaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1 Désignation	Position	APG	L (m)	APD (m)	(m)
P1	Travée		0.50	5.00	0.50

Section de 0.00 à 5.00 (m)
 30.0 x 40.0 (cm)
 Pas de plancher gauche
 Pas de plancher droit

ANNEXE

2.3 Hypothèses de calcul :

- ✓ Règlement de la combinaison : BAEL 91
- ✓ Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- ✓ Dispositions sismiques : non
- ✓ Poutres préfabriquées : non
- ✓ Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3.0$ (cm)
: Latéral $c1 = 3.0$ (cm)
: supérieur $c2 = 3.0$ (cm)
- ✓ Tenue au feu : forfaitaire
- ✓ Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- ✓ Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
- ✓ appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

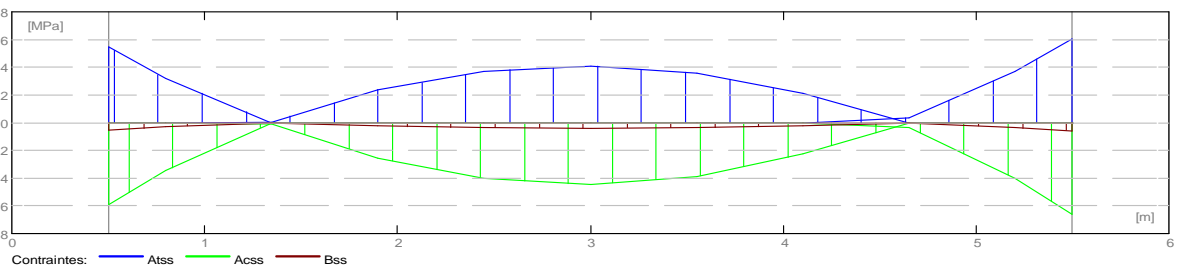
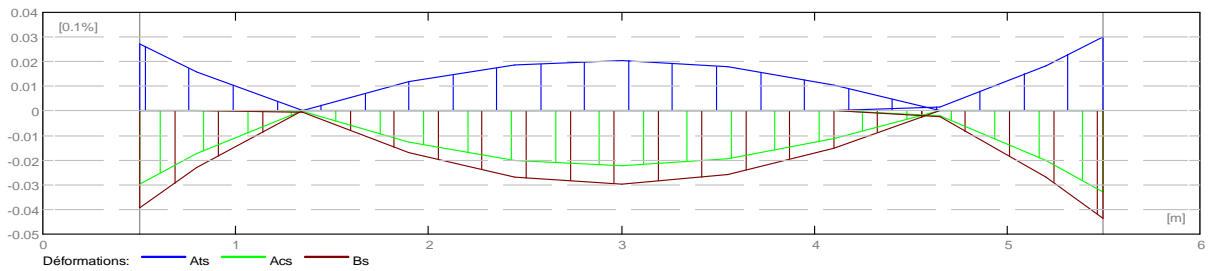
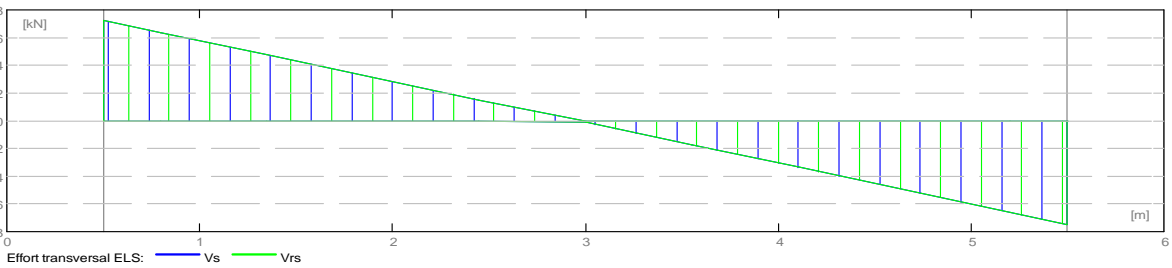
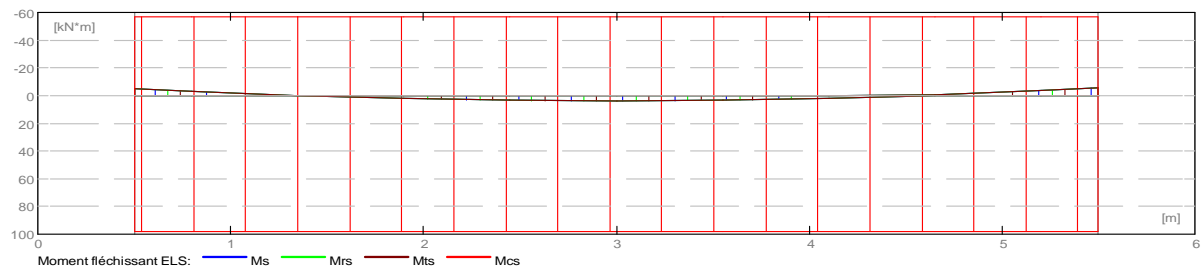
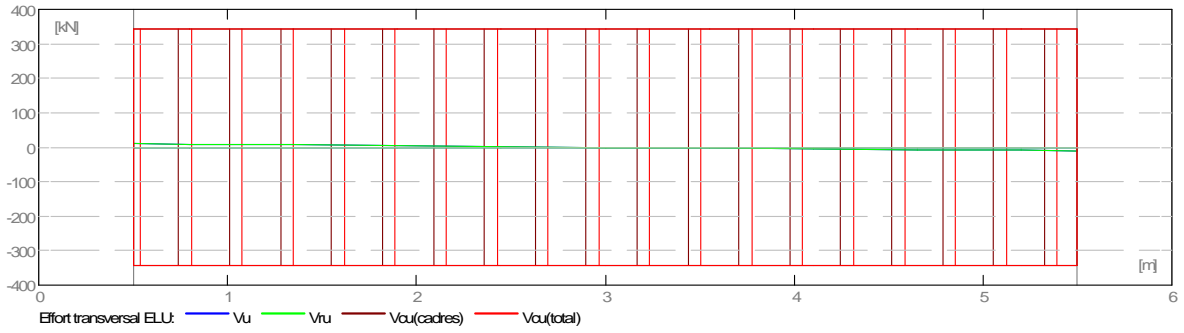
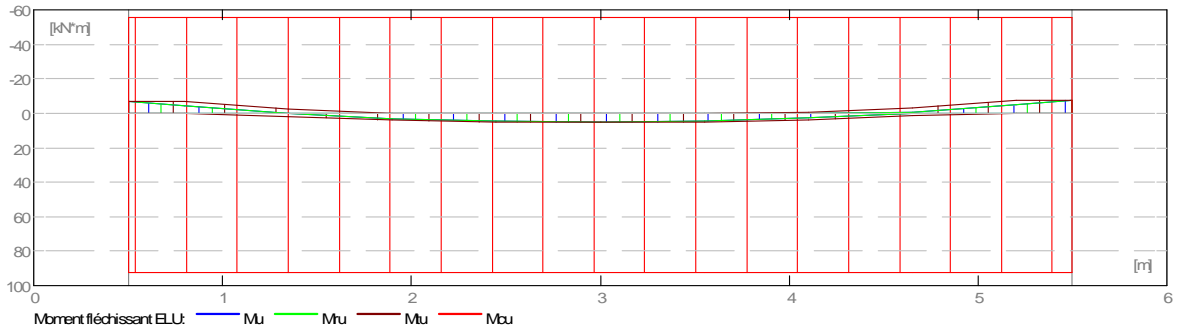
N° charge	Type n*	Etat limite	Désignation	x(m)	Valeur	Capacité de
1.	M [kN*m]	ELA	1	0.50 -102.67 -64.25		0.63
2.	Areq [cm ²]	ELS	1	0.50 0.76	0.45	0.59

n* - Coefficient de sécurité

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	5.24	-0.25			-6.95	-7.71
	-10.09					9.78

ANNEXE



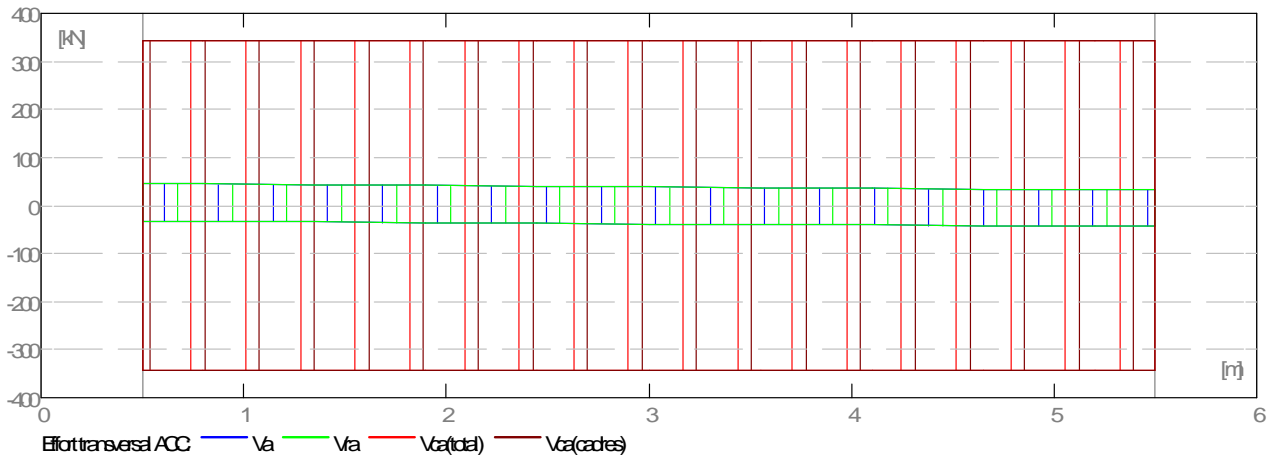
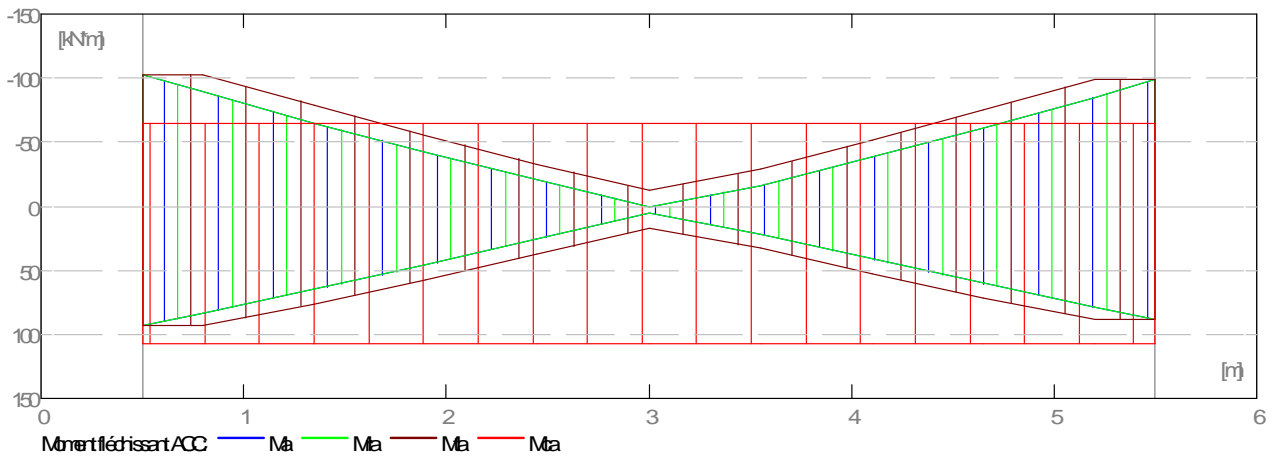
ANNEXE

2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	3.88	0.00	-5.15	-5.71	7.25	-7.47

2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

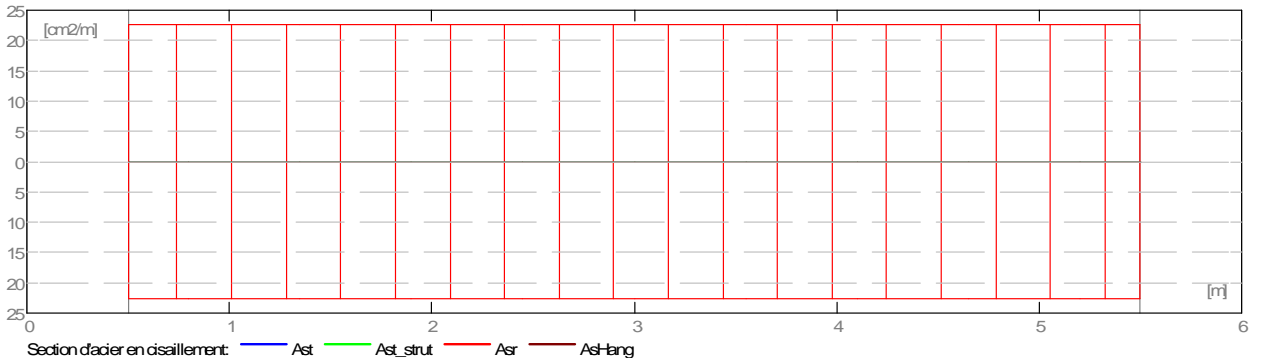
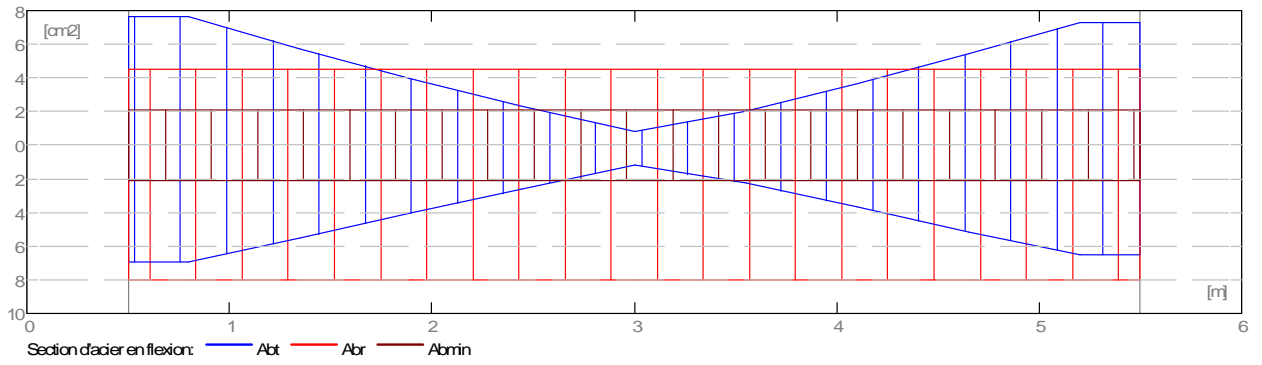
Désignation	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	93.40	-55.58	-102.67	-98.80	45.37	-44.10



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	6.91	0.00	6.91	7.63	6.53	7.32

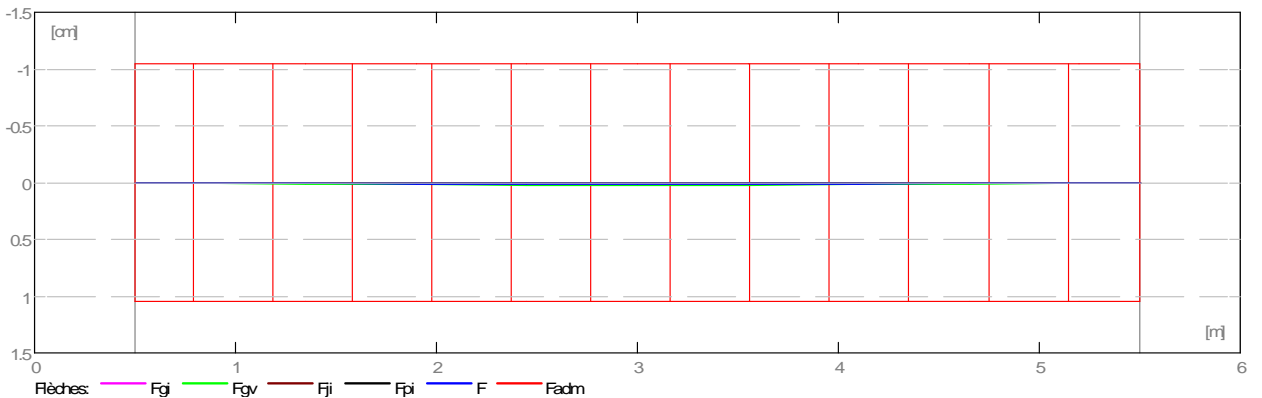
ANNEXE



2.5.5 Flèches

- Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
- Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
- ζFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
- Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ζFt (cm)	Fadm (cm)
P1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1



ANNEXE

2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 22.88 (MPa)

1	1	a/addl	†bc A	Atheor	Ar
1	1	(m)	(MPa)	(cm ²)	(cm ²)

Travée P1 Appui gauche

Vu = 45.37(kN)

Bielle inférieure 0.45 0.67 1.30 8.04

Travée P1 Appui droit

Vu = 44.10(kN)

Bielle inférieure 0.45 0.65 1.27 8.04

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Travée de 0.50 à 5.50 (m)

Ferrailage longitudinal :

-) Aciers inférieurs 4HA 400 16 l = 5.72 de 0.14 à 5.86
-) Chapeaux 4 HA 400 12 l = 5.54 de 0.23 à 5.77

Ferrailage transversal :

17 Cad HA 400 12 l = 1.40

e = 1*0.10 + 16*0.30 (m)

34 Etr HA 400 12 l = 0.94

e = 1*0.10 + 16*0.30 (m)

3 Quantitatif :

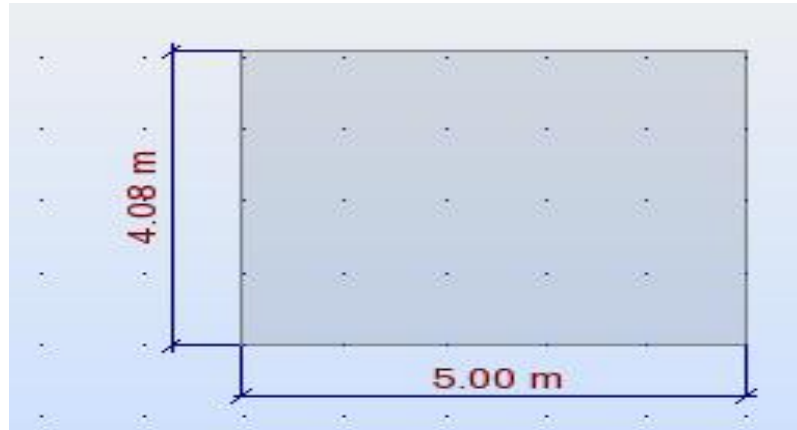
-) Volume de Béton = 0.72 (m³)
-) Surface de Coffrage = 6.54 (m²)

-) Acier HA 400
 -) Poids total = 105.38 (kG)
 -) Densité = 146.37 (kG/m³)
 -) Diamètre moyen = 12.9 (mm)
 -) Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre :
12	0.94	34
12	1.40	17
12	5.54	4
16	5.72	4

Les voiles :

A.5/ voile type 1 de bloc A1 : (type 01)



Voile173

2.1 Caractéristiques des matériaux :

) Béton :	$f_{c28} = 45(\text{MPa})$	Densité = 2501.36 (kG/m ³)
) Aciers longitudinaux :	type HA 400	$f_e = 400.00 (\text{MPa})$
) Aciers transversaux :	type HA 400	$f_e = 400.00 (\text{MPa})$
) Age du béton au chargement :	28	
) Coefficient de comportement:	$q = 2.50$	

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur:	5.00 (m)
Epaisseur:	0.20 (m)
Hauteur :	4.08 (m)
Hauteur de la couronne :	0.00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant :	BAEL 91 mod. 99
Enrobage :	3.0 (cm)

2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

ANNEXE

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	575.73	-80.53	-6.54
permanente	167.47	-25.27	-1.33
sismique	-258.74	-293.29	53.71
sismique	-560.98	-7069.63	1178.57

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Diagrammes

2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 -	1.35 G
ELU.2 -	1 G

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1 -	1 G
ACC.2 -	1 G +1 SEI
ACC.3 -	1 G +1 SEI
ACC.4 -	1 G -1 SEI
ACC.5 -	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f' = 3.47$ (m)
$L_{f_rnf}' = 3.26$ (m)
$L_f = 3.47$ (m)
$L_{f_rnf} = 3.26$ (m)

2.5.2.3 Enlacements

$\Leftarrow 60.07$
$\Leftarrow_{rnf} = 56.53$
$\Leftarrow_{seism} = 66.74$
$\Leftarrow_{seism_rnf} = 62.82$

2.5.2.4 Coefficient r

$\Leftarrow_{seism} 1,1$ (Age du béton au chargement :28)

$$\begin{aligned}\xi &= 0.33 \\ \xi_{\text{rnf}} &= 0.43 \\ \xi_{\text{seism}} &= 0.30 \\ \xi_{\text{seism_rnf}} &= 0.35\end{aligned}$$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$$\begin{aligned}\exists \text{ ulim} &= 6.56 \text{ (MPa)} \\ \exists \text{ ulim_seism} &= 7.75 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$\begin{aligned}N_{\text{u max}} &= 200.67 \text{ (kN/m)} \\ \exists u_{\text{ max}} &= 1.00 \text{ (MPa)} \\ N_{\text{ ulim}} &= 1311.82 \text{ (kN/m)} \\ \exists \text{ ulim} &= 6.56 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

$$N_{\text{u max}} < N_{\text{ ulim}} \quad \Rightarrow \quad 200.67 \text{ (kN/m)} < 1311.82 \text{ (kN/m)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 5

$$\begin{aligned}N_{\text{u max}} &= 260.84 \text{ (kN/m)} \\ \exists u_{\text{ max}} &= 1.30 \text{ (MPa)} \\ N_{\text{ ulim}} &= 1549.34 \text{ (kN/m)} \\ \exists u_{\text{ lim}} &= 7.75 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

$$N_{\text{u max}} < N_{\text{ ulim}} \quad \Rightarrow \quad 260.84 \text{ (kN/m)} < 1549.34 \text{ (kN/m)}$$

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$$A_f L = 29.24 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Combinaison dimensionnante: ACC 1}$$

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$\begin{aligned}\sigma_i &= 0,001 * q * \exists i / \exists \text{ ulim} \\ \exists i &= 7.75 \text{ (MPa)} \\ \exists \text{ ulim} &= 7.75 \text{ (MPa)} \\ b_f &= 1.00 \text{ (m)} \\ A_{fL \text{ min}} &= 5.00 \text{ (cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\exists i = 7.75$ (MPa)

$\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)

d' = 0.58 (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 39.52 (cm²) Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnant: ACC 4

$\partial l = 0,001 * q * \exists i / \exists u_{lim}$

$\exists i = 7.75$ (MPa)

$\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)

bf = 1.00 (m)

AfRmin = 5.00 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnant: ACC 4

$\exists i = 7.75$ (MPa)

$\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)

d' = 0.58 (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

Vu = 10.61 (kN)

$\varnothing = 0.01$ (MPa)

Ah = 0.00 (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 3

Vu = 1170.71 (kN)

V* = 2048.74 (kN)

$\varnothing_B = 2.17$ (MPa)

$\varnothing_{lim} = 1.20$ (MPa)

$\exists V = 0.70$

Ath = 5.41 (cm²/m)

Armatures verticales

ANNEXE

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 1170.71$ (kN)

$V^* = 2048.74$ (kN)

$\sigma = 2.17$ (MPa)

$\sigma_{lim} = 1.20$ (MPa)

$\xi V = 0.70$

$A_{tv} = 5.41$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 1170.71$ (kN)

$V^* = 2048.74$ (kN)

$x = 0.79$ (m)

$\xi R = 0.65$

$F_b = \xi R \cdot x^* \cdot \xi u_{lim} \cdot a = 800.61$ (kN)

$f_{tj} = 2.40$ (MPa)

$A_t = 12.59$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone						
X0	X1	Nombre	Acier	Diam tre	Longueur	Espacement
(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0.58	4.42	46	HA 400	12.0	4.57	0.17

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diam tre	A	B	C	Espacement
Forme		(mm)	(m)	(m)	(m)		
droit	34	HA 400	12.0	4.94	0.00	0.00	0.25
rnf_bar_shape()							

Epingles:

Nombre :	Acier	Diam tre	A	B	C	Forme
	(mm)	(m)	(m)	(m)		
207	HA 400	6.0	0.14	0.00	0.00	rnf_bar_shape()

ANNEXE

Armature de bord (Af):

	Nombre : Acier	Diam tre A (mm)	B (m)	C (m)	Forme		
Armatures longitudinales - partie gauche rnf_bar_shape()		20	HA 400	14.0	4.61	0.00	0.00
Armatures longitudinales - partie droite rnf_bar_shape()	20		HA 400	16.0	4.69	0.00	0.00
Armatures transversales - partie gauche rnf_bar_shape()	41		HA 400	12.0	0.14	0.51	0.14
Armatures transversales - partie droite rnf_bar_shape()	41		HA 400	12.0	0.14	0.51	0.14
Épingles - partie gauche	82	HA 400	12.0	0.14	0.00	0.00	rnf_bar_shape()
Épingles - partie droite	82	HA 400	12.0	0.14	0.00	0.00	rnf_bar_shape()

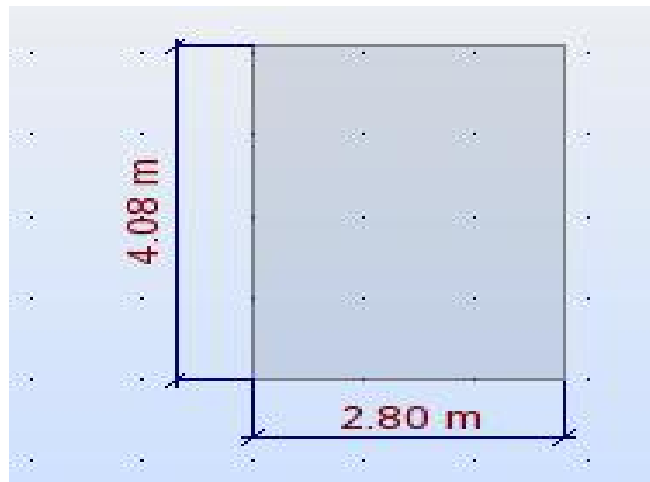
3 Quantitatif :

)	Volume de Béton	= 4.08 (m3)
)	Surface de Coffrage	= 42.43 (m2)
)	Acier HA 400	
)	Poids total	= 774.43 (kG)
)	Densité	= 189.81 (kG/m3)
)	Diam tre moyen	= 12.3 (mm)

) Liste par diam tres :

Diam tre	Longueur (m)	Nombre :
6	0.26	207
12	0.38	164
12	1.54	82
12	4.57	46
12	4.94	34
14	4.61	20
16	4.69	20

A.6/ voile type 2 de bloc A1 : (type 02)



2 Voile220

2.1 Caractéristiques des matériaux :

) Béton :	$f_{c28} = 45.00$ (MPa)	Densité = 2501.36 (kG/m ³)
) Aciers longitudinaux :	type HA 400	$f_e = 400.00$ (MPa)
) Aciers transversaux :	type HA 400	$f_e = 400.00$ (MPa)
) Age du béton au chargement :	28	
) Coefficient de comportement:	$q = 2.50$	

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur:	2.80 (m)
Epaisseur:	0.20 (m)
Hauteur :	4.08 (m)
Hauteur de la couronne :	0.00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant :	BAEL 91 mod. 99
Enrobage :	3.0 (cm)

2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	237.46	-73.08	-4.81
permanente	70.20	-21.86	-1.23
sismique	-1783.18	-3497.77	555.95
sismique	-845.73	-1628.46	266.95

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Diagrammes

2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - 1.35 G
ELU.2 - 1 G

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1 - 1 G
ACC.2 - 1 G +1 SEI
ACC.3 - 1 G +1 SEI
ACC.4 - 1 G -1 SEI
ACC.5 - 1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f' = 3.47$ (m)
 $L_{f_rnf}' = 3.26$ (m)
 $L_f = 3.47$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3.26$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 60.07$
 $\lambda_{rnf} = 56.53$
 $\lambda_{seism} = 66.74$
 $\lambda_{seism_rnf} = 62.82$

2.5.2.4 Coefficient r

$\xi_{Rk} = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)

$\xi = 0.33$

$\xi_{rnf} = 0.43$

$\xi_{seism} = 0.30$

$\xi_{seism_rnf} = 0.35$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\exists u_{lim} = 6.56$ (MPa)

$\exists u_{lim_seism} = 7.75$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$N_{u\ max} = 148.34$ (kN/m)

$\exists u_{max} = 0.74$ (MPa)

$N_{ulim} = 1311.82$ (kN/m)

$\exists u_{lim} = 6.56$ (MPa)

$N_{u\ max} < N_{ulim} \Rightarrow 148.34$ (kN/m) < 1311.82 (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 4

$N_{u\ max} = 746.73$ (kN/m)

$\exists u_{max} = 3.73$ (MPa)

$N_{ulim} = 1549.34$ (kN/m)

$\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)

$N_{u\ max} < N_{ulim} \Rightarrow 746.73$ (kN/m) < 1549.34 (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$A_f L = 19.32$ (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\partial_i = 0,001 * q * \exists i / \exists u_{lim}$

$\exists i = 7.75$ (MPa)

$\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)

$b_f = 1.00$ (m)

$A_f L_{min} = 5.00$ (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d' :

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\exists i = 7.75$ (MPa)
 $\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)
 $d' = 0.58$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 53.78 (cm²)
Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 4
 $\rho_{l} = 0,001 * q * \exists i / \exists u_{lim}$
 $\exists i = 7.70$ (MPa)
 $\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)
bf = 1.00 (m)
AfRmin = 4.97 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':
Combinaison dimensionnante: ACC 4
 $\exists i = 7.70$ (MPa)
 $\exists u_{lim} = 7.75$ (MPa)
 $d' = 0.57$ (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$V_u = 8.16$ (kN)
 $\sigma_{\tau} = 0.02$ (MPa)
 $A_h = 0.00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 2

$V_u = 549.91$ (kN)
 $V^* = 962.34$ (kN)
 $\sigma_{\tau} = 1.92$ (MPa)
 $\sigma_{\tau_{lim}} = 1.20$ (MPa)
 $\zeta V = 1.33$
 $A_{th} = 3.98$ (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 2

ANNEXE

$V_u = 549.91$ (kN)
 $V^* = 962.34$ (kN)
 $\sigma_B = 1.92$ (MPa)
 $\sigma_{lim} = 1.20$ (MPa)
 $\zeta V = 1.33$
 $A_{tv} = 3.98$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 2
 $V_u = 549.91$ (kN)
 $V^* = 962.34$ (kN)
 $x = 0.33$ (m)
 $\zeta R = 0.54$
 $F_b = \zeta R \cdot x^* \cdot \zeta u_{lim} \cdot a = 276.72$ (kN)
 $f_{tj} = 2.40$ (MPa)
 $A_t = 15.45$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone

X0 (m)	X1 (m)	Nombre : Acier	Diam tre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0.58	2.23	14 HA 400	16.0	4.69	0.25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type Forme	Nombre :	Acier (mm)	Diam tre	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement
droit rnf_bar_shape()	34	HA 400	12.0	2.74	0.00	0.00	0.25

Epingles:

Nombre : Acier	Diam tre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
231 HA 400	6.0	0.15	0.00	0.00	rnf_bar_shape()

ANNEXE

Armature de bord (Af):

	Nombre	Acier	Diam tre A (mm)	B (m)	C (m)	Forme			
Armatures longitudinales - partie gauche rnf_bar_shape()	10	HA 400	12.0	0.14	0.00	0.00	16.0	4.69	0.00
Armatures transversales - partie gauche rnf_bar_shape()	41	HA 400	12.0	0.14	0.51	0.14			
Épingles - partie gauche	123	HA 400	12.0	0.14	0.00	0.00			rnf_bar_shape()

3 Quantitatif :

)	Volume de Béton	= 2.28 (m3)
)	Surface de Coffrage	= 24.48 (m2)
)	Acier HA 400	
)	Poids total	= 371.39 (kG)
)	Densité	= 162.55 (kG/m3)
)	Diam tre moyen	= 12.2 (mm)

Liste par diam tres :

Diam tre	Longueur (m)	Nombre :
6	0.27	231
12	0.38	123
12	1.54	41
12	2.74	34
16	4.69	24

A.7/ dalle de bloc B1 : (Planche terrasse).

: Dalle168 - panneau n° 168

1.1. Ferrailage :

)	Type	: Plancher BA
)	Direction armatures principales	: 0°
)	Classe armatures principales	: HA 400; résistance caractéristique = 400.00 MPa
)	Diamètres des barres	inférieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm) supérieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
)	Enrobage	inférieur c1 = 3.0 (cm) supérieur c2 = 3.0 (cm)

1.2. Béton

)	Classe	: BETON; résistance caractéristique = 25.00 MPa
---	--------	---

ANNEXE

) Densité : 2501.36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

) Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
) Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
) Fissuration
- lit supérieur : peu préjudiciable
- lit inférieur : peu préjudiciable
) Flèche admissible : 3.0 (cm)
) Vérification du poinçonnement : oui
) Tenue au feu : 0 h
) Type de calcul : flexion
)

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0.20 (m)

Contour :

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	-22.00	27.00	-22.00	27.00
2	27.00	-22.00	27.00	0.00	22.00
3	27.00	0.00	0.00	0.00	27.00
4	0.00	0.00	0.00	-22.00	22.00

Appui :

n°	Nom	dimensions (m)	coordonnées		bord
			x	y	
14	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	-22.00	—
14	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	-22.00	—
14	linéaire	22.00 / 0.30	27.00	-11.00	—
16	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	-22.00	—
16	linéaire	22.00 / 0.30	22.00	-11.00	—
18	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	-22.00	—
18	linéaire	22.00 / 0.30	16.00	-11.00	—
20	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	-22.00	—
20	linéaire	22.00 / 0.30	11.00	-11.00	—
22	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	-22.00	—
22	linéaire	22.00 / 0.30	5.00	-11.00	—
24	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	-22.00	—
24	linéaire	22.00 / 0.30	0.00	-11.00	—
127	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	-16.50	—
127	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	-16.50	—

ANNEXE

128	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	-16.50	—
129	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	-16.50	—
130	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	-16.50	—
131	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	-16.50	—
132	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	-16.50	—
133	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	-11.00	—
133	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	-11.00	—
134	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	-11.00	—
135	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	-11.00	—
136	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	-11.00	—
137	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	-11.00	—
138	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	-11.00	—
139	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	-5.50	—
139	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	-5.50	—
140	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	-5.50	—
141	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	-5.50	—
142	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	-5.50	—
143	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	-5.50	—
144	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	-5.50	—
145	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	0.00	—
145	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	0.00	—
146	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	0.00	—
147	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	0.00	—
148	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	0.00	—
149	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	0.00	—
150	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	0.00	—

* - présence du chapiteau

1.5. Résultats des calculs :

1.5.1. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm2/m):	7.54	7.54	7.54	12.57
Ferrailage théorique modifié (cm2/m):	1.39	5.43	2.20	7.09
Ferrailage théorique primaire (cm2/m):	1.39	5.43	2.20	7.09
Coordonnées (m):	5.00;-19.25	22.00;-5.50	25.33;-22.00	22.00;-19.25

1.5.2. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles : section théorique/ section réelle				

ANNEXE

Ax(+) (cm ² /m)	1.39/7.54	0.00/7.54	0.41/7.54	0.99/7.54
Ax(-) (cm ² /m)	3.12/7.54	5.43/7.54	3.39/7.54	5.23/7.54
Ay(+) (cm ² /m)	0.91/7.54	2.06/6.98	2.20/7.54	1.48/7.54
Ay(-) (cm ² /m)	5.69/12.57	3.25/12.57	4.51/12.57	7.09/12.57
ELS				
Mxx (kN*m/m)	6.15	22.16	-3.03	3.01
Myy (kN*m/m)	-26.74	25.24	6.26	-26.21
Mxy (kN*m/m)	0.77	2.22	-4.88	-1.76
Nxx (kN/m)	-11.16	-17.10	-13.92	-14.59
Nyy (kN/m)	-17.47	-16.49	-0.65	-18.41
Nxy (kN/m)	0.46	0.68	7.72	0.77
ELU				
Mxx (kN*m/m)	8.34	30.04	-4.06	4.07
Myy (kN*m/m)	-36.35	34.22	8.57	-35.63
Mxy (kN*m/m)	1.06	3.03	-6.65	-2.41
Nxx (kN/m)	-15.28	-23.43	-19.07	-19.98
Nyy (kN/m)	-23.90	-22.57	-0.90	-25.18
Nxy (kN/m)	0.64	0.94	10.57	1.06
Coordonnées (m)	5.00;-19.25	22.00;-5.50	25.33;-22.00	22.00;-19.25
Coordonnées* (m)	2.75;22.00;16.32	16.50;5.00;16.32	0.00;1.67;16.32	
	2.75;5.00;16.32			

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.4. Fi che

$$|f(+)| = 0.0 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 6.3 \text{ (cm)} > f_{dop(-)} = 3.0 \text{ (cm)}$$

2. Chargements :

Cas	Type	Liste	Valeur
1	poids propre	14 49 91 133A154P7 161A168 183	PZ Moins
1	(EF) surfacique uniforme	49 91 133	PZ=-6.55[kN/m ²]
1	(EF) surfacique uniforme	168	PZ=-9.29[kN/m ²]
2	(EF) surfacique uniforme	49 91 133	PZ=-2.50[kN/m ²]
2	(EF) surfacique uniforme	168	PZ=-1.00[kN/m ²]

Combinaison / Composante	Définition
ELU/6	1*1.35+2*1.50
ELS/7	(1+2)*1.00
ACC/8	(1+2+4+5)*1.00
ACC/9	1*0.80+(4+5)*1.00
ACC/10	1*0.80+(4+5)*-1.00
ACC/11	(1+2)*1.00+(4+5)*1.20

ANNEXE

ELU/26

$$1 \cdot 1.35 + (12+13+14+15+16+17+18+19+20+21+22+$$

23+24+25) * 1.60

ELS/27

$$1 \cdot 1.00 + (12+13+14+15+16+17+18) \cdot 1.20$$

3. Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions :

Ferraillage par barres

Solution n°	Armatures Diamètre / Poids	Poids total (kG)
1	-	16305.83
2	-	17678.72
3	-	17697.96
4	-	18807.37
5	-	18826.61
6	-	19390.56
7	-	19432.01
8	-	20199.49
9	-	24819.92

Ferraillage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ←[mm] / [cm]	At [cm2/m]	Ar
	x1	y1	x2	y2			
1/1- Ax Principal	0.00	-22.00	27.00	0.00	12.0 / 15.0	5.43	<12.57
	7.54						
1/2- Ay Perpendiculaire	0.00	-22.00	27.00	0.00	12.0 / 9.0	7.09	<12.57

Ferraillage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ←[mm] / [cm]	At [cm2/m]	Ar
	x1	y1	x2	y2			
1/1+(1/6+) Ax Principal	18.00	-22.00	27.00	-11.00	12.0 / 15.0	0.99	<
	7.54						
1/2+(1/6+) Ax Principal	0.00	-22.00	18.00	0.00	12.0 / 15.0	1.39	<
	7.54						
1/3+(1/6+) Ax Principal	18.00	-22.00	21.00	-9.00	12.0 / 15.0	0.00	
	7.54						
1/4+(1/6+) Ax Principal	18.00	-7.00	27.00	0.00	12.0 / 15.0	0.98	<
	7.54						
1/5+(1/6+) Ax Principal	21.00	-22.00	27.00	-10.00	12.0 / 15.0	0.00	<
	7.54						
1/6+ Ax Principal	22.00	-10.00	27.00	-7.00	12.0 / 15.0	0.00	<
	7.54						

ANNEXE

1/7+(1/11+)	Ay Perpendiculaire	18.00	-7.00	27.00	0.00	12.0 / 15.0	2.06	<
		7.54						
1/8+(1/11+)	Ay Perpendiculaire	21.00	-22.00	27.00	-10.00	12.0 / 15.0	2.20	<
		7.54						
1/9+(1/11+)	Ay Perpendiculaire	22.00	-10.00	27.00	-7.00	12.0 / 15.0	2.03	<
		7.54						
1/10+(1/11+)	Ay Perpendiculaire	0.00	-22.00	18.00	0.00		12.0 / 15.0	
		2.06	< 7.54					
1/11+	Ay Perpendiculaire	18.00	-22.00	21.00	-9.00	12.0 / 15.0	1.76	<
		7.54						

4. Quantitatif

)	Volume de Béton	= 118.80 (m3)
)	Surface de Coffrage	= 594.00 (m2)
)	Périmètre de la dalle	= 98.00 (m)
)	Superficie des réservations	= 0.00 (m2)

)	Acier HA 500	
)	Poids total	= 16819.10 (kG)
)	Densité	= 141.57 (kG/m3)
)	Diamètre moyen	= 12.0 (mm)
)	Liste par diamètres :	

Diamètre	Longueur(m)	Nombre :
12	5.50	13
12	6.51	14
12	7.01	40
12	7.50	27
12	9.24	562
12	9.51	307
12	11.23	906

A.8/ dalle de bloc B1 : (étage courante).

Dalle133 - panneau n° 133

1.1. Ferrailage :

)	Type	: Plancher BA
)	Direction armatures principales	: 0°
)	Classe armatures principales	: HA 400; résistance caractéristique = 400.00 MPa
)	Diamètres des barres	inférieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm) supérieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
)	Enrobage	inférieur c1 = 3.0 (cm) supérieur c2 = 3.0 (cm)

1.2. Béton

ANNEXE

-) Classe : BETON; résistance caractéristique = 25.00 MPa
) Densité : 2501.36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

-) Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
) Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
) Fissuration
- lit supérieur : peu préjudiciable
- lit inférieur : peu préjudiciable
) Flèche admissible : 3.0 (cm)
) Vérification du poinçonnement : oui
) Tenue au feu : 0 h
) Type de calcul : flexion

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0.20 (m)

Contour :

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	0.00	27.00	0.00	27.00
2	27.00	0.00	27.00	22.00	22.00
3	27.00	22.00	5.00	22.00	22.00
4	5.00	22.00	5.00	16.50	5.50
5	5.00	16.50	0.00	16.50	5.00
6	0.00	16.50	0.00	0.00	16.50

Appui :

n°	Nom	dimensions (m)	coordonnées		bord
			x	y	
13	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	0.00	—
13	ponctuel	0.50 / 0.50	27.00	0.00	—
13	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	0.00	—
13	linéaire	22.00 / 0.30	27.00	11.00	—
15	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	0.00	—
15	ponctuel	0.50 / 0.50	22.00	0.00	—
15	linéaire	22.00 / 0.30	22.00	11.00	—
17	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	0.00	—
17	ponctuel	0.50 / 0.50	16.00	0.00	—
17	linéaire	22.00 / 0.30	16.00	11.00	—
19	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	0.00	—
19	ponctuel	0.50 / 0.50	11.00	0.00	—
19	linéaire	22.00 / 0.30	11.00	11.00	—
21	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	0.00	—
21	ponctuel	0.50 / 0.50	5.00	0.00	—
21	linéaire	22.00 / 0.30	5.00	11.00	—
23	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	0.00	—

ANNEXE

23	ponctuel	0.50 / 0.50	0.00	0.00	—
23	linéaire	16.50 / 0.30	0.00	8.25	—
103	ponctuel	0.50 / 0.50	27.00	5.50	—
103	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	5.50	—
103	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	5.50	—
104	ponctuel	0.50 / 0.50	22.00	5.50	—
104	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	5.50	—
105	ponctuel	0.50 / 0.50	16.00	5.50	—
105	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	5.50	—
106	ponctuel	0.50 / 0.50	11.00	5.50	—
106	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	5.50	—
107	ponctuel	0.50 / 0.50	5.00	5.50	—
107	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	5.50	—
108	ponctuel	0.50 / 0.50	0.00	5.50	—
108	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	5.50	—
109	ponctuel	0.50 / 0.50	27.00	11.00	—
109	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	11.00	—
109	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	11.00	—
110	ponctuel	0.50 / 0.50	22.00	11.00	—
110	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	11.00	—
111	ponctuel	0.50 / 0.50	16.00	11.00	—
111	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	11.00	—
112	ponctuel	0.50 / 0.50	11.00	11.00	—
112	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	11.00	—
113	ponctuel	0.50 / 0.50	5.00	11.00	—
113	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	11.00	—
114	ponctuel	0.50 / 0.50	0.00	11.00	—
114	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	11.00	—
115	ponctuel	0.50 / 0.50	27.00	16.50	—
115	linéaire	0.30 / 27.00	13.50	16.50	—
115	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	16.50	—
116	ponctuel	0.50 / 0.50	22.00	16.50	—
116	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	16.50	—
117	ponctuel	0.50 / 0.50	16.00	16.50	—
117	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	16.50	—
118	ponctuel	0.50 / 0.50	11.00	16.50	—
118	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	16.50	—
119	ponctuel	0.50 / 0.50	5.00	16.50	—
119	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	16.50	—
120	ponctuel	0.50 / 0.50	0.00	16.50	—
120	ponctuel	0.45 / 0.45	0.00	16.50	—
121	ponctuel	0.50 / 0.50	27.00	22.00	—
121	ponctuel	0.45 / 0.45	27.00	22.00	—
121	linéaire	0.30 / 22.00	16.00	22.00	—
122	ponctuel	0.50 / 0.50	22.00	22.00	—
122	ponctuel	0.45 / 0.45	22.00	22.00	—
123	ponctuel	0.50 / 0.50	16.00	22.00	—
123	ponctuel	0.45 / 0.45	16.00	22.00	—
124	ponctuel	0.50 / 0.50	11.00	22.00	—
124	ponctuel	0.45 / 0.45	11.00	22.00	—
125	ponctuel	0.50 / 0.50	5.00	22.00	—
125	ponctuel	0.45 / 0.45	5.00	22.00	—

* - présence du chapiteau

1.5. Résultats des calculs :

1.5.1. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

Ferrailage réelle (cm ² /m):	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
---	-------	-------	-------	-------

ANNEXE

Ferrailage théorique modifié (cm ² /m):	7.54	7.54	7.54	11.00
Ferrailage théorique primaire (cm ² /m):	1.76	4.79	2.83	6.45
Coordonnées (m):	1.76	4.79	2.83	6.45
	5.00;13.75	22.00;0.00	25.33;0.00	22.00;2.75

1.5.2. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles : section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm ² /m)	1.76/7.54	1.47/7.54	1.08/7.54	1.47/7.54
Ax(-) (cm ² /m)	4.41/7.54	4.79/7.54	2.98/7.54	4.79/7.54
Ay(+) (cm ² /m)	0.00/7.54	0.00/7.54	2.83/7.54	1.51/7.54
Ay(-) (cm ² /m)	5.17/11.00	6.45/11.00	3.67/11.00	6.45/11.00
ELS				
Mxx (kN*m/m)	5.63	16.01	1.17	2.69
Myy (kN*m/m)	-23.31	48.96	9.73	-22.17
Mxy (kN*m/m)	1.45	-2.00	-4.18	-1.76
ELU				
Mxx (kN*m/m)	7.76	22.01	1.60	3.74
Myy (kN*m/m)	-32.05	67.23	13.37	-30.50
Mxy (kN*m/m)	2.00	-2.75	-5.75	-2.42
ELU				
Nxx (kN/m)	2.50	2.22	1.43	1.76
Nyy (kN/m)	3.97	6.41	-0.23	5.00
Nxy (kN/m)	0.18	0.08	-1.31	-0.67
Coordonnées (m)	5.00;13.75	22.00;0.00	25.33;0.00	22.00;2.75
Coordonnées* (m)	13.75;22.00;12.24	0.00;5.00;12.24	0.00;1.67;12.24	
	2.75;5.00;12.24			

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.4. Flèche

$$|f(+)| = 0.0 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(+) = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 4.8 \text{ (cm)} > f_{dop}(-) = 3.0 \text{ (cm)}$$

2. Chargements :

Cas	Type	Liste	Valeur
1	poids propre	1A168 183	PZ Moins
1	(EF) surfacique uniforme		49 91 133 PZ=-6.55[kN/m ²]
1	(EF) surfacique uniforme		168 PZ=-9.29[kN/m ²]
2	(EF) surfacique uniforme		49 91 133 PZ=-2.50[kN/m ²]
2	(EF) surfacique uniforme		168 PZ=-1.00[kN/m ²]
Combinaison / Composante		Définition	
ELU/6		1*1.35+2*1.50	
ELS/7		(1+2)*1.00	

ANNEXE

ACC/8	(1+2+4+5)*1.00
ACC/9	1*0.80+(4+5)*1.00
ACC/10	1*0.80+(4+5)*-1.00
ACC/11	(1+2)*1.00+(4+5)*1.20
ELU/26	
	1*1.35+(12+13+14+15+16+17+18+19+20+21+22+
23+24+25)*1.60	
ELS/27	1*1.00+(12+13+14+15+16+17+18)*1.20

3. Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions :
Ferrailage par barres

Solution n°	Armatures Diamètre / Poids	Poids total (kG)
1	-	14953.80
2	-	15093.55
3	-	16165.01
4	-	16165.01
5	-	17515.98
6	-	17515.98
7	-	18587.43
8	-	18634.02
9	-	18634.02
10	-	23851.54

Ferrailage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ←[mm] / [cm]	At [cm2/m]	Ar
	x1 [cm2/m]	y1	x2	y2			
1/1- Ax Principal	0.00	0.00	27.00	22.00	12.0 / 15.0	4.79	<
	7.54						
1/2- Ay Perpendiculaire	0.00	0.00	27.00	22.00	14.0 / 14.0	6.45	<
	11.00						

Ferrailage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ←[mm] / [cm]	At [cm2/m]	Ar
	x1 [cm2/m]	y1	x2	y2			
1/1+(1/3+) Ax Principal	19.00	0.00	25.00	22.00	12.0 / 15.0	1.47	<
	7.54						
1/2+(1/3+) Ax Principal	0.00	0.00	27.00	16.50	12.0 / 15.0	1.76	<
	7.54						
1/3+ Ax Principal	5.00	16.50	27.00	22.00	12.0 / 15.0	0.98	<
	7.54						
1/4+(1/5+) Ay Perpendiculaire	0.00	0.00	27.00	16.50	12.0 / 15.0	2.83	<
	7.54						
1/5+ Ay Perpendiculaire	5.00	16.50	27.00	22.00	12.0 / 15.0	2.46	<
	7.54						

4. Quantitatif

J	Volume de Béton	= 113.30 (m3)
J	Surface de Coffrage	= 566.50 (m2)
J	Périmètre de la dalle	= 98.00 (m)
J	Superficie des réservations	= 0.00 (m2)
J	Acier	
J	Poids total	= 15400.25 (kG)
J	Densité	= 135.92 (kG/m3)
J	Diamètre moyen	= 12.5 (mm)
J	Liste par diamètres :	

Diamètre	Longueur (m)	Nombre :
12	8.48	66
12	9.24	440
12	9.51	220
12	11.23	442
14	8.53	72
14	11.28	314

A.9/ ferrailage de Radie de bloc B1 :

Dalle431 - panneau n° 431

1.1. Ferrailage :

J	Type	: Plancher BA
J	Direction armatures principales	: 0°
J	Classe armatures principales	: HA 500; résistance caractéristique = 500.00 MPa
J	Diamètres des barres	inférieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm) supérieures d1 = 1.2 (cm) d2 = 1.2 (cm)
J	Enrobage	inférieur c1 = 3.0 (cm) supérieur c2 = 3.0 (cm)

1.2. Béton

J	Classe	: BETON45; résistance caractéristique = 45.00 MPa
J	Densité	: 2501.36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

J	Calculs suivant	: BAEL 91 mod. 99
J	Méthode de calcul de la section d'acier	: Analytique
J	Fissuration	

ANNEXE

- lit supérieur	: peu préjudiciable
- lit inférieur	: peu préjudiciable
) Flèche admissible	: 3.0 (cm)
) Vérification du poinçonnement	: oui
) Tenue au feu	: 0 h
) Type de calcul	: flexion

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0.30 (m)

Contour :

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	-30.00	28.60	-30.00	28.60
2	28.60	-30.00	28.60	0.00	30.00
3	28.60	0.00	0.00	0.00	28.60
4	0.00	0.00	0.00	-30.00	30.00

Appui :

n°	Nom	dimensions (m)	coordonnées		bord
			x	y	
1	ponctuel	0.50 / 0.50	28.00	-2.00	—
3	ponctuel	0.50 / 0.50	28.00	-7.00	—
5	ponctuel	0.50 / 0.50	28.00	-13.00	—
7	ponctuel	0.50 / 0.50	28.00	-18.00	—
9	ponctuel	0.50 / 0.50	28.00	-24.00	—
11	ponctuel	0.50 / 0.50	28.00	-29.00	—
13	ponctuel	0.50 / 0.50	22.50	-2.00	—
15	ponctuel	0.50 / 0.50	22.50	-7.00	—
17	ponctuel	0.50 / 0.50	22.50	-13.00	—
19	ponctuel	0.50 / 0.50	22.50	-18.00	—
21	ponctuel	0.50 / 0.50	22.50	-24.00	—
23	ponctuel	0.50 / 0.50	22.50	-29.00	—
25	ponctuel	0.50 / 0.50	17.00	-2.00	—
27	ponctuel	0.50 / 0.50	17.00	-7.00	—
29	ponctuel	0.50 / 0.50	17.00	-13.00	—
31	ponctuel	0.50 / 0.50	17.00	-18.00	—
33	ponctuel	0.50 / 0.50	17.00	-24.00	—
35	ponctuel	0.50 / 0.50	17.00	-29.00	—
37	ponctuel	0.50 / 0.50	11.50	-2.00	—
39	ponctuel	0.50 / 0.50	11.50	-7.00	—
41	ponctuel	0.50 / 0.50	11.50	-13.00	—
43	ponctuel	0.50 / 0.50	11.50	-18.00	—
45	ponctuel	0.50 / 0.50	11.50	-24.00	—
47	ponctuel	0.50 / 0.50	11.50	-29.00	—
49	ponctuel	0.50 / 0.50	6.00	-2.00	—
51	ponctuel	0.50 / 0.50	6.00	-7.00	—

ANNEXE

53	ponctuel	0.50 / 0.50	6.00	-13.00	—
55	ponctuel	0.50 / 0.50	6.00	-18.00	—
57	ponctuel	0.50 / 0.50	6.00	-24.00	—
59	ponctuel	0.50 / 0.50	6.00	-29.00	—
61	ponctuel	0.50 / 0.50	0.50	-2.00	—
63	ponctuel	0.50 / 0.50	0.50	-7.00	—
65	ponctuel	0.50 / 0.50	0.50	-13.00	—
67	ponctuel	0.50 / 0.50	0.50	-18.00	—
69	ponctuel	0.50 / 0.50	0.50	-24.00	—
71	ponctuel	0.50 / 0.50	0.50	-29.00	—

* - présence du chapiteau

1.5.1. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm2/m):	25.13	18.85	28.72	40.21
Ferrailage théorique modifié (cm2/m):	24.69	18.15	26.18	42.47
Ferrailage théorique primaire (cm2/m):	24.69	18.15	26.18	42.47
Coordonnées (m):	1.38;-22.88	11.44;-30.00	17.00;-29.00	28.60;-18.00

1.5.2. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles : section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm2/m)	24.69/25.13	17.06/25.13	11.16/25.13	20.29/25.13
Ax(-) (cm2/m)	4.79/18.85	18.15/18.85	17.31/18.85	12.87/18.85
Ay(+) (cm2/m)	19.46/28.72	17.26/28.72	26.18/28.72	15.97/28.72
Ay(-) (cm2/m)	7.33/40.21	11.44/40.21	2.17/40.21	42.47/40.21
ELS				
Mxx (kN*m/m)	126.40	-149.85	-211.93	-28.32
Myy (kN*m/m)	94.13	-0.25	-129.43	-188.84
Mxy (kN*m/m)	58.04	16.13	13.78	21.45
Nxx (kN/m)	0.01	0.00	0.01	0.00
Nyy (kN/m)	0.01	0.00	-0.01	-0.00
Nxy (kN/m)	-0.01	0.00	0.00	-0.07
ELU				
Mxx (kN*m/m)	173.07	-205.23	-290.12	-38.78
Myy (kN*m/m)	128.84	-0.34	-177.16	-258.59
Mxy (kN*m/m)	79.43	22.08	18.87	29.39
Nxx (kN/m)	0.01	0.00	0.01	0.00
Nyy (kN/m)	0.01	0.00	-0.01	-0.00
Nxy (kN/m)	-0.02	0.01	0.01	-0.10
Coordonnées (m)	1.38;-22.88	11.44;-30.00	17.00;-29.00	28.60;-18.00
Coordonnées* (m)	26.63;20.88;0.00	16.56;28.00;0.00	11.00;27.00;0.00	-
	0.60;16.00;0.00			

ANNEXE

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.3. Poinçonnement

Appui N°/ Point	Position (m)			Géométrie : (m)				
	x	y		a	b	d	h	
S1	28.00	-2.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S2	28.00	-7.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S3	28.00	-13.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S4	28.00	-18.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S5	28.00	-24.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S6	28.00	-29.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S7	22.50	-2.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S8	22.50	-7.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S9	22.50	-13.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S10	22.50	-18.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S11	22.50	-24.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S12	22.50	-29.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S13	17.00	-2.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S14	17.00	-7.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S15	17.00	-13.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S16	17.00	-18.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S17	17.00	-24.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S18	17.00	-29.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S19	11.50	-2.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S20	11.50	-7.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S21	11.50	-13.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S22	11.50	-18.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S23	11.50	-24.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S24	11.50	-29.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S25	6.00	-2.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S26	6.00	-7.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S27	6.00	-13.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S28	6.00	-18.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S29	6.00	-24.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S30	6.00	-29.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S31	0.50	-2.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S32	0.50	-7.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S33	0.50	-13.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S34	0.50	-18.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S35	0.50	-24.00	poteau		0.50	0.50	-	-
S36	0.50	-29.00	poteau		0.50	0.50	-	-

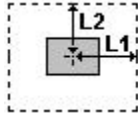
Appui N°/ Point	Chargements : (kN) Périmètre critique (m)			Qadm / Q
	Q	Qadm	u	
S1	895.75	945.98	2.72	1.06 > 1
S2	1305.51	1341.15	3.85	1.03 > 1
S3	1370.54	1376.95	3.95	1.00 > 1
S4	1451.34	1485.15	4.26	1.02 > 1
S5	1561.74	1592.45	4.57	1.02 > 1
S6	834.08	839.26	2.41	1.01 > 1
S7	1648.40	1703.05	4.89	1.03 > 1
S8	2370.62	2421.94	6.95	1.02 > 1
S9	2602.02	2637.61	7.57	1.01 > 1
S10	2562.67	2565.72	7.37	1.00 > 1
S11	2601.70	2637.61	7.57	1.01 > 1
S12	1586.96	1620.01	4.65	1.02 > 1
S13	1387.66	1415.49	4.06	1.02 > 1
S14	2143.64	2206.27	6.33	1.03 > 1
S15	2467.30	2493.83	7.16	1.01 > 1
S16	2483.53	2493.83	7.16	1.00 > 1
S17	2614.00	2637.61	7.57	1.01 > 1
S18	1595.88	1620.01	4.65	1.02 > 1
S19	1447.52	1487.38	4.27	1.03 > 1
S20	2081.97	2134.38	6.13	1.03 > 1
S21	2459.51	2493.83	7.16	1.01 > 1
S22	2488.48	2493.83	7.16	1.00 > 1
S23	2734.96	2781.38	7.99	1.02 > 1
S24	1438.75	1440.29	4.14	1.00 > 1
S25	1687.38	1703.05	4.89	1.01 > 1
S26	2375.97	2421.94	6.95	1.02 > 1
S27	2563.55	2565.72	7.37	1.00 > 1
S28	2700.78	2709.50	7.78	1.00 > 1
S29	2634.10	2637.61	7.57	1.00 > 1
S30	1661.45	1691.90	4.86	1.02 > 1

ANNEXE

S31	892.04	912.27	2.62	1.02 > 1
S32	1274.13	1307.20	3.75	1.03 > 1
S33	1396.85	1415.49	4.06	1.01 > 1
S34	1428.54	1451.00	4.17	1.02 > 1
S35	1478.90	1486.87	4.27	1.01 > 1
S36	807.24	822.41	2.36	1.02 > 1

Paramètres de armatures:

) Classe des armatures de poinçonnement: ; résistance caractéristique = 500.00 MPa
) barres perpendiculaires



Points pour lesquels le ferrailage est nécessaire:

Appui N°/ Point	Etendue: (m)		A (cm2)	n x ϕ (mm)
	L1	L2		
S2	0.66	0.66	8.23	30 ϕ 6.0
S3	0.69	0.69	9.22	33 ϕ 6.0
S4	0.77	0.77	9.26	33 ϕ 6.0
S5	0.84	0.84	10.07	36 ϕ 6.0
S6	0.40	0.40	5.59	20 ϕ 6.0
S7	0.61	0.61	10.21	37 ϕ 6.0
S8	0.87	0.87	15.19	54 ϕ 6.0
S9	0.95	0.95	17.07	61 ϕ 6.0
S10	0.92	0.92	17.41	62 ϕ 6.0
S11	0.95	0.95	17.06	61 ϕ 6.0
S12	0.66	0.66	10.20	37 ϕ 6.0
S13	0.51	0.51	8.94	32 ϕ 6.0
S14	0.79	0.79	13.43	48 ϕ 6.0
S15	0.90	0.90	16.32	58 ϕ 6.0
S16	0.90	0.90	16.73	60 ϕ 6.0
S17	0.95	0.95	17.37	62 ϕ 6.0
S18	0.66	0.66	10.42	37 ϕ 6.0
S19	0.53	0.53	9.12	33 ϕ 6.0
S20	0.77	0.77	13.21	47 ϕ 6.0
S21	0.90	0.90	16.12	58 ϕ 6.0
S22	0.90	0.90	16.86	60 ϕ 6.0
S23	1.00	1.00	17.77	63 ϕ 6.0
S24	0.53	0.53	9.78	35 ϕ 6.0
S25	0.61	0.61	11.21	40 ϕ 6.0
S26	0.87	0.87	15.33	55 ϕ 6.0
S27	0.92	0.92	17.43	62 ϕ 6.0
S28	0.97	0.97	18.24	65 ϕ 6.0
S29	0.95	0.95	17.89	64 ϕ 6.0
S30	0.71	0.71	10.75	39 ϕ 6.0
S31	0.40	0.40	5.70	21 ϕ 6.0
S32	0.69	0.69	8.06	29 ϕ 6.0
S33	0.77	0.77	9.17	33 ϕ 6.0
S34	0.79	0.79	9.31	33 ϕ 6.0
S35	0.82	0.82	9.93	36 ϕ 6.0
S36	0.43	0.43	5.22	19 ϕ 6.0

1.5.4. FI che

$|f(+)| = 0.0 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.0 \text{ (cm)}$
 $|f(-)| = 6.2 \text{ (cm)} > f_{dop(-)} = 3.0 \text{ (cm)}$

2. Chargements :

Cas	Type	Liste	Valeur
1	poids propre	49 118 231 388 431	PZ Moins
1	(EF) surfacique uniforme	49 118 231	PZ=-6.55[kN/m2]
1	(EF) surfacique uniforme	388	PZ=-9.29[kN/m2]
2	(EF) surfacique uniforme	49 118 231	PZ=-2.50[kN/m2]

ANNEXE

2 (EF) surfacique uniforme 388 PZ=-1.00[kN/m2]

Combinaison / Composante	Définition
ELU/41	1*1.35+2*1.50
ELS/42	(1+2)*1.00
ACC/43	1*0.80+(4+5)*1.00
ACC/44	1*0.80+(4+5)*-1.00
ACC/45	(1+2+4+5)*1.00
ACC/46	(1+2)*1.00+(4+5)*1.20
ELU/47	1*1.35+(6+7+8+9+10+11+12)*1.60
ELS/48	1*1.00+(6+7+8+9+10+11+12)*1.20

3. Résultats théoriques - disposition des armatures

Solution n°	Armatures Diamètre / Poids	Poids total (kG)
1	-	69098.30
2	-	73370.14
3	-	74364.25
4	-	74545.45

Ferrailage inférieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ←[mm] / [cm]	At [cm2/m]	Ar
	x1	y1	x2	y2			
1/1-(1/5-) Ax Principal	0.00	-30.00	2.96	0.00	12.0 / 6.0	15.72	<
	18.85						
1/2-(1/5-) Ax Principal	2.96	-30.00	28.60	-28.00	12.0 / 6.0	18.15	<
	18.85						
1/3-(1/5-) Ax Principal	8.88	-28.00	10.85	-27.00	12.0 / 6.0	18.15	<
	18.85						
1/4-(1/5-) Ax Principal	24.66	-28.00	28.60	-6.00	12.0 / 6.0	12.96	<
	18.85						
1/5- Ax Principal	0.00	-30.00	28.60	0.00	12.0 / 12.0	6.93	<
	9.42						
1/6- Ay Perpendiculaire	0.00	-30.00	28.60	0.00	16.0 / 5.0	42.47	>
	40.21						

Ferrailage supérieur

Nom	coordonnées				Armatures adoptées ←[mm] / [cm]	At [cm2/m]	Ar
	x1	y1	x2	y2			
1/1+(1/4+) Ax Principal	0.00	-30.00	6.90	0.00	16.0 / 8.0	24.69	<
	25.13						
1/2+(1/4+) Ax Principal	6.90	-30.00	28.60	-7.00	16.0 / 8.0	23.92	<
	25.13						
1/3+(1/4+) Ax Principal	6.90	-2.00	28.60	0.00	16.0 / 8.0	20.63	<
	25.13						
1/4+ Ax Principal	10.85	-7.00	28.60	-2.00	16.0 / 8.0	22.30	<
	25.13						
1/5+(1/8+) Ay Perpendiculaire	0.00	-30.00	6.90	0.00	16.0 / 7.0	16.0	<
	21.49	<	28.72				
1/6+(1/8+) Ay Perpendiculaire	6.90	-30.00	28.60	-7.00	16.0 / 7.0	16.0	<
	26.18	<	28.72				

ANNEXE

1/7+(1/8+) Ay Perpendiculaire	6.90	-2.00	28.60	0.00	16.0 / 14.0
	8.24 < 14.36				
1/8+ Ay Perpendiculaire	10.85	-7.00	28.60	-2.00	16.0 / 14.0
	14.06 <	14.36			

Section d'acier des armatures inférieure trop faible.

4. Quantitatif

)	Volume de Béton	= 257.40 (m3)
)	Surface de Coffrage	= 858.00 (m2)
)	Périmètre de la dalle	= 117.20 (m)
)	Superficie des réservations	= 0.00 (m2)
)	Acier	
)	Poids total	= 71261.91 (kG)
)	Densité	= 276.85 (kG/m3)
)	Diamètre moyen	= 15.2 (mm)
)	Liste par diamètres :	

Diamètre	Longueur (m)	Nombre :
12	2.65	9
12	3.27	234
12	4.25	184
12	9.68	532
12	9.85	266
16	2.42	29
16	7.32	62
16	8.03	368
16	8.25	184
16	9.31	124
16	9.74	626
16	9.96	313
16	10.20	1590
16	10.43	795

