

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :
Master En Génie Civil
Option : Structure

THEME

**Étude comparative de deux structures élancées
(portiques Auto-stable+ portique contreventé par
des voiles)**

Présenté Par :
Della Hicham
Nadjmaoui Abdessettar

Soutenu Le /10/2020 Devant le membre de jury composé de :
Pr.Khelafi Hamid Univ. Adrar Examineur **Mr.Iklef boulem** Univ. Adrar
Examineur
Dr. Balegh Benamar Univ. Adrar Encadreur

Année Universitaire 2020-2021

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, de nous avoir donné le courage de mener à bien ce modeste travail de fin d'étude.

Sans oublier nos parents et nos familles qui nous ont donné tout le soutien durant notre carrière scolaire.

pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.

Et nous remercions les membres de jury qui ont accepté de juger avec sagesse et honnêteté le présent travail de fin d'étude

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs amour et

bonté et que sans

Eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que

Dieu me les garde

A..... les chers pères, et les chères mères

Sans oublier les sœurs et les frères

Tous les respects et gratitude à tous mes enseignants, spécialement du

département de

Science et Technologie d'université Ahmed Draia Adrar A tous mes amis...

Nous remercions enfin tous ceux qui l'ont aidons de près ou de

Loin dans l'accomplissement de ce travail

Tous ceux qui nous connaissant...

À toute la promotion 2020-2021 D'énergétique.

Dédicace

Je dédie cet humble travail à ma mère aimante, à mon cher père, à mes frères.

À ma généreuse famille. À la famille de Nadjmaoui. À mes proches.

À mon grand-père. À ma grand-mère. À mes professeurs À mes amis.

À tous ceux qui m'ont soutenu moi tout au long de mon parcours universitaire.

Merci.

Merci. Pour votre intérêt. Merci pour votre soutien.

Si Dieu le veut, je répondrai à vos attentes.

Je vous donne plus de succès dans le futur.

الملخص:

في هذا المشروع قمنا بدراسة الزلازل البرامترية لهيكلتين نحيفتين (جسرية قائمة بزاتها و جسر مدعوم بجدران) في الخرسانة الموجودة في المنطقة الزلزالية الثالثة. اجريت الحسابات وفقا للوائح الجزائرية قواعد (RPA2003) نقوم بنمجة الهيكلين باستخدام برامج حساب العناصر المحدودة من اجل اجراء التحليل النمطي والحساب الزلزالي لكل هيكل من اجل التحقق من الاستقرار الديناميكية اتاحت النتائج الحساب التحقق من ثبات الهيكلية والفقرة والتهجير وقوة القص و الانحراف وتوزيع القوى الزلزالية ودراسة العناصر الهيكلية (الاعمدة ولجدران و الحزم) والاسس وهذا من اجل مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها في الهيكلين.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة ، قواعد RPA2003 ، الجسور المستقرة ذاتيًا ، جسر الرافعة المثبت بالجدران ، التحليل المعياري

Abstract:

In this project, we studied the parametric seismicity of two slender structures (self-supporting gantry and walled bridge span) in reinforced concrete located in the third seismic zone. The calculations were carried out in accordance with Algerian regulations: RPA2003 rules. We model the two structures using a finite element calculation software, in order to perform a modular analysis and a seismic calculation for each structure in order to verify the dynamic stability. The results extracted from the calculation program made it possible to verify the stability of the structures, span, displacement, shear resistance, deflection, distribution of seismic forces, and to study the structural elements (columns, walls, beams) and the foundations in order to compare the results obtained in the two structures

Keywords: Reinforced concrete, RPA2003 rules, Self-stable gantries, gantry braced by walls, modular analysis

Résumé :

Dans ce projet, nous avons étudié la sismique paramétrique de deux structures élancées (portiques Auto-stable+ portique contreventé par des voiles) en béton armé situées dans la troisième zone sismique. Les calculs ont été effectués conformément à la réglementation algérienne :règles RPA/VERSION2003. Nous modélisons les deux structures à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis , afin d'effectuer une analyse modulaire et un calcul sismique pour chaque structure afin de vérifier la stabilité dynamique. Les résultats extraits du programme de calcul ont permis de vérifier la stabilité des structures, portée, déplacement, résistance au cisaillement, fléché, répartition des efforts dans ce projet, et d'étudier les éléments de structure (poteaux ,mur ,poutres) et les fondations afin de comparer les résultats obtenus dans les deux structures.

Mots-clés : Béton armé ,règles RPA2003 ,portiques Auto-stable,portique contreventé par des voiles,analyse modulaire

TABLE DES MATIÈRES

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	24
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I :	2
PRESENTATION DU PROJET	2
I.1 Règles du calcul :	3
I.2 Principe des basses de contreventement de structure :.....	3
I.3 Caractéristiques de Contreventement :.....	3
I.3.1 Description du contreventement :	3
I.3.2 Utilité :.....	3
I.3.3 Le rôle de contreventement :.....	3
I.4 Choix du contreventement :	4
I.4.1 CONTREVENTEMENT GENERAL DES BATIMENTS :	4
I.4.2 Contreventement assuré par portiques :	4
I.4.3 Contreventement assuré par pans rigides :.....	4
I.4.4 Contreventement triangulé :.....	5
I.4.5 Contreventement avec voile en béton :	5
I.4.6 Contreventement par remplissage en maçonnerie :.....	5
I.5 Noyau de stabilité des immeubles-tours :	6
I.6 Choix structural :.....	6
I.6.1 Présentation d'ouvrage :	6
I.6.2 Caractéristiques de la structure :	6
I.6.3 Données du site :	7
I.6.4 Système des planchers :.....	7
I.7 Caractéristiques des matériaux :	7
I.7.1 Béton (BAEL 91 Art-A.1.1) :.....	8
I.7.2 Acier (BAEL 91 Art-A.2.2) :	10
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	13
II. Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges	14
II.1 Poutres ;.....	14
II.1.1 Pouter secondé :	14
II.1.1.1 Poutres principales :.....	15
II.2 Pré-dimensionnement des planchers :.....	15
II.2.1 Planchers des corps creux :	15
II.2.1.1 définition :.....	15
II.2.1.2 Poutrelle :.....	16

TABLE DES MATIÈRES

II.2.1.3	Descente de charge :	17
II.2.2	Plancher à dalle pleine :	18
II.2.2.1	definition :	18
II.2.2.2	Descente de charge :	19
II.3	Pré-dimensionnement des voiles :	20
II.4	Murs :	22
II.5	Pré-dimensionnement des poteaux ;	22
II.5.1	Méthode de calcul :	22
II.5.1.1	Descente de charge :	23
II.5.1.1.1	Charge Permanente :	23
II.5.1.1.2	23
II.5.1.1.3	Calcul de la charge limite ultime Nul	23
II.5.2	Dimensionnement de poteau le plus sollicité :	23
II.5.3	Application la méthode de calcul et loi de dégression :	24
II.5.4	Dégression des surcharges :	24
II.5.5	Vérification :	28
II.5.5.1	Vérification à l'état limite de stabilité de forme :	28
II.5.5.2	Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:	28
II.5.5.3	Vérification des conditions Critère de la résistance:	29
II.5.5.4	Vérification des Conditions de flambement :	29
CHAPITRE III :	31
ETUDE DES PLANCHERS	31
III.	ETUDE DES PLANCHERS	32
III.1	Introduction :	32
III.2	Calcul des planchers à corps creux :	32
III.2.1	Introduction :	32
III.2.2	Etudes des planchers à corps creux :	32
III.2.3	Etude des poutrelles :	32
III.2.3.1	Détermination des dimensions des poutrelles :	33
III.2.3.2	Evaluation des charges appliquées à chaque nervure:	33
III.2.3.3	Type poutrelles :	34
III.2.3.4	Méthode des trois moments :	34
III.2.3.5	Calcul des efforts internes :	36
III.2.4	Détermination de ferrailage et vérification :	42
III.2.4.1	Verification à l'ELS :	43
1)	En travée : $M_{t\max} = 6.02\text{KN.m}$	43
III.2.4.2	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :	44

TABLE DES MATIÈRES

III.2.4.3	verification de influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :	44
III.2.4.4	Diameter des armatures transversals :	45
III.2.4.5	L'espacement des armatures transversales:	45
III.2.4.6	Vérification de la flèche :	46
III.3	Etude des dalles pleines (sous –sol):	46
III.3.1	Introduction:	46
III.3.2	Définition:	46
III.3.3	Méthode de calcul :	47
III.3.4	Ferraillage de la dalle :	47
III.3.5	Vérification à l'ELU :	48
CHAPITRE IV :		50
ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX		50
IV.	ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	49
IV.1	Balcons (dalle pleine) :	49
IV.1.1	Dimensionnement :	49
IV.1.2	Descente de charge :	49
IV.1.3	Ferraillage en ELU:	49
IV.2	L'acrotère:	49
IV.2.1	Definition :	49
IV.2.2	La détermination des paramètres de l'acrotère:	50
IV.2.3	Evaluation des charges :	50
IV.2.3.1	Calcul à l'état limite ultime :	51
IV.2.3.2	Calcul à l'état limite de service:	51
IV.3	Scalier:	53
IV.3.1	Définition et terminologies :	53
IV.3.2	Type des escaliers en béton :	53
IV.3.3	dimensionnement :	54
IV.3.4	Calcul de ferraillage	56
IV.3.4.1	Combinaison des charges :	57
IV.3.4.2	Calcul de ferraillage :	58
IV.3.5	Etude de la Poutre palier :	60
IV.3.5.1	Pré dimensionnement de la poutre palière :	60
IV.3.5.2	Vérification des conditions de l'RPA99/version 2003 :	61
IV.3.5.3	Calcul de ferraillage :	63
IV.4	Etude l'ascenseur:	65
IV.4.1	Définition :	65
IV.4.2	Etude de l'ascenseur :	66

TABLE DES MATIÈRES

IV.4.3	Descente de charges :	67
IV.4.4	Combinaisons fondamentales :	70
1)	Etat limite ultime :	70
IV.4.5	Etude du plancher :	70
IV.4.5.1	Vérification de poinçonnement :	70
IV.4.5.2	Calculi des sollicitations :	72
IV.4.5.3	Calcul des moments dus aux charges concentrées :	72
IV.4.6	Descente des charges :	74
IV.4.7	Calcul du ferrailage de la dalle pleine	76
Figure.IV.29	: Section de calcul en appui (y-y)	77
2) ELS	78
CHAPITRE V	:	79
Etude paramétrique	79
V.	Etude paramétrique	80
V.1	Introduction	80
V.2	Objectif de lettuce dynamique :	80
V.3	Strategies adoptee :	80
V.4	Présentation du logiciel de calcul :	80
V.5	Modélisation :	80
V.5.1	Etapas de modélisation :	80
	81
	82
V.6	Choix de la méthode de calcul : (RPA99/Version 2003)	82
V.7	Méthode statique équivalente :	82
V.7.1	Domaine d'application de la méthode statique équivalente :	82
V.8	Etude sismique :	83
V.8.1	Calcul de la force sismique totale	83
V.8.2	Analyse Modale :	86
V.8.3	Résultats de l'analyse modale :	86
V.8.4	Périodes propres et modes propres de vibration des bâtiments :	88
V.8.5	Distribution des efforts tranchant selon les niveaux d'étage.....	92
V.8.6	Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	93
V.8.7	Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :	94
V.9	Verifications réglementaires:	97
V.9.1	Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :	97
V.9.2	Résultante des forces sismique:	98
V.9.3	Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	99

TABLE DES MATIÈRES

V.9.4	Vérification au renversement :	102
V.9.5	Vérifications de l'effort normal réduit :	103
V.9.6	Taux de participation sismique des portiques et les voile :	104
CHAPITRE VI :	105
VI.	Etude des portiques	106
VI.1	Introduction :	106
VI.2	Ferraillage des portiques :	106
VI.2.1	Combinassions d'actions :	106
VI.2.2	Ferraillage des poutres:	106
VI.2.2.1	Armatures longitudinales :	106
VI.2.2.2	Armatures transversales :	107
VI.2.3	Exemple de calcul :	107
VI.2.4	Ferraillage des poteaux:	110
VI.2.4.1	Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003:	110
VI.2.4.2	Armatures transversales :	111
VI.2.4.3	Exemple de calculi :	111
VI.2.5	Ferraillage des voiles de contreventement :	114
VI.2.5.1	Calcul des voiles :	114
VI.2.5.2	Ferraillage des trumeaux:	114
VI.2.5.3	Ferraillage minimum:	115
VI.2.5.4	Vérification au flambement :	116
VI.2.5.5	Vérification à l'effort tranchant :	117
VI.2.5.6	Espacement minimal des armatures horizontales :	117
-	Calcul des armatures :	117
VII.	Fondation.....	122
VII.1	Introduction ;	122
VII.2	Etude du sol de fondation :	122
VII.2.1	Pré-dimensionnement des semelles :	123
VII.2.1.1	Semelle isolé :	123
VII.2.1.2	Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau :	123
VII.2.1.3	Etude du radier général :	124
VII.2.1.4	Ferraillage du radier :	127
VII.2.1.5	Ferraillage du radier (sans voile):	133
CONCLUSION	137

LISTE DES FIGURES

Figures	page
Figure I. 1: plane en 3D	7
Figure I.2 : Diagramme déformations-contraintes du béton	9
Figure I.3: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier	10
Figure II.1 : Poutre secondaire	13
Figure II.2 : Poutre principale	14
Figure II.3 : Coupe transversale du plancher corps creux	15
Figure II.4 : démentions de plancher	15
FigureII.5 : Disposition des matériaux pour plancher a corps creux (terrasse)	16
FigureII.6 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux (étage courant)	17
FigureII.7 : Dimensions d'un panneau de dalle	17
Figure. II.8 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine	18
FigureII.9 : type de volée	20
Figure II.10: La loi de dégression des charges.	22
FigureII.11 : Surface d'influence du poteau central.	24
FigureII.12 : Surface d'influence du poteau rive	25
FigureII.13 : Surface d'influence du poteau rive	26
Figure III.1: Dimension de la section en (Té)	32
Figure III.2: Schéma d'une section en " Té "	32
Figure III.3: Section de calcul ($b \times h$)	41
Figure III.4 Schéma statique des différents types de panneaute dalle	45
Figure IV 1: schéma statique de balcons	49
Figure IV 2: Schéma statique d'un acrotère	50
Figure IV 3: Ferrailage de l'acrotère	52
Figure IV 4: d'élément escalier	53

LISTE DES FIGURES

Figure IV 5: vue sur escalier N° :01	54
Figure IV 6: vue sur escalierN°02	55
Figure IV 7: Schéma d'escalier	57
Figure IV 8: Schéma d'escalier (Volée 1et 3)	58
Figure IV 9: Schéma d'escalier (Volée 2)	58
Figure IV 10: Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 1et 3)	58
Figure IV 11: la coupe de schéma statique	59
Figure.IV.12 : Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée2)	59
Figure.IV.13: la coupe de schéma statique	60
Figure.IV.14: coupe de poutre palie	61
Figure.IV.15 : Schéma statique d'évaluation des sollicitations poutre palier de poutre palier	61
Figure.IV.16 : Schéma de 2 ^{eme} escalier	62
Figure.IV.17 : Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 1)	63
Figure.IV.18 la coupe de schéma statique	63
Figure.IV.19 : Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 2)	64
Figure.IV.20 la coupe de schéma statique	65
Figure IV.21 : Dimensions de l'ascenseur	66
Figure IV.22 : Ascenseur électrique	67
Figure IV.23 : Abaque de détermination de suspentes.	69
Figure.IV.24 : Schéma de la surface d'impact	71
Figure.IV.25 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur	73
Figure.IV.26: Chargement de panneau	73
Figure.IV.27: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	75
Figure.IV.28 : section de calcul en appui (x-x)	76
Figure.IV.29 : Section de calcul en appui (y-y)	77

LISTE DES FIGURES

Figure V.1: Modèle en 3D (sans voile)	81
Figure V.2: Modèle en 3D (avec voile)	81
Figure V.3: Vue sur fondation (sans voile)	82
Figure V.4: Vue sur fondation (avec voile).	82
Figure V.5.: Représentations du mode 01	89
Figure V.6: Représentations du mode 2	90
Figure V.7: Représentations du mode 3	91
Figure V.8 Excentricité accidentelle dans chaque étage (sans voile et avec voile)	95
Figure VI.1: Directions des moments et effort normal dans un poteau.	112
Figure VI.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	116
Figure VI.3: Section de calcul	117
Figure.VII.1 : Figure schéma de semelle isolée	123
FiguerVII.2: différentes sollicitations agissantes aux 1 ^{ère} radier proposé Moment M_{xx} «ELU»	127
FigureVII.3.: différentes sollicitations agissantes aux 1 ^{ère} radier proposé Moment: M_{yy} «ELU»	128
Figure VII.4: différentes sollicitations agissantes au 3 ^{ème} type de radier proposé effort tranchant: T_{xx} «ELU»	129
Figure VII.5: différentes sollicitations agissantes au 3 ^{ème} type de radier proposé effort tranchant: T_{yy} «ELU»	130
Figure VII.6 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures	131
FiguerVII.7: différentes sollicitations agissantes aux 1 ^{ère} radier proposé Moment M_{xx} «ELU»	133
FigureVII.8.: différentes sollicitations agissantes aux 1 ^{ère} radier proposé Moment: M_{yy} «ELU»	133
Figure VII.9 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures	134

LISTE DES TABLEAUX

Les tableaux	page
Tableau I.1 : Valeurs de Coefficient d'application (θ)	08
Tableau I.2 : Valeurs de $\overline{\tau_u}$	09
Tableau II.1 : Composants d'un plancher d'étage terrasse accessible	16
Tableau II.2 : Composants d'un plancher d'étage courant	17
Tableau II.3 : Charge permanente de plancher étage courant (dalle pleine)	18
Tableau II.4 : Valeurs des surcharges.	18
Tableau II.5 : d'élément de mur	21
Tableau II.6 : Surfaces afférents des Poteau	23
Tableau II.7 : Des poteaux plus sollicité	23
Tableau II.8 : suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :	24
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des poteaux central.	25
Tableau II.10 : Pré-dimensionnement des poteaux rive.	26
Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des poteaux d'angle.	27
Tableau II.12 : Vérification à l'état limite de stabilité de forme	27
Tableau II.13 : Vérification critère de la résistance de section	28
Tableau II.14 : vérification de flambent.	29
Tableau III.1 : Valeurs des Combinaisons de charges	33
Tableau III.2 : Ferrailage de planche	43
Tableau IV.1 : charge permanent	49
Tableau IV.2 : calcul de ferrailage	52
Tableau IV.3 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes	52
Tableau IV.4 : descente de charge (palier)	56
Tableau IV.5 : descente de charge (paillasse)	57
Tableau IV.6 : Combinaison des charges de l'escalier	57

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.7: l'effort tranchant et le moment fléchissant maximaux	59
Tableau IV.8: calcule de ferrailage	59
Tableau IV.9: vérification de l'effort tranchant et des contraintes	59
Tableau IV.10 : l'effort tranchant et le moment fléchissant maximaux	60
Tableau IV.11 : calcule de ferrailage	60
Tableau IV.12 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes	60
Tableau IV.13 : calcule de ferrailage	62
Tableau IV.14 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes	62
Tableau IV.15 : descente de charge (palier)	62
Tableau IV.16 : descente de charge (paillasse)	62
Tableaux IV.17 : Combinaison des charges de l'escalier	63
Tableau IV.18 : l'effort tranchant et le moment fléchissant maximaux	64
Tableau IV.19: calcule de ferrailage	64
Tableau IV.20 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes	64
Tableau IV.21 : l'effort tranchant et le moment fléchissant maximaux	65
Tableau IV.22 : calcule de ferrailage	65
Tableau IV.23 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes	65
Tableau IV.24 : caractéristiques des câbles	70
Tableau V.25: Tableau récapitulatif des résultats	74
Tableau IV.26 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	76
Tableau IV.27 : calcule de ferrailage	76
Tableau IV.28 : vérification de l'effort tranchant, contraintes et la flèche	77
Tableau IV.29 : calcule de ferrailage	77
Tableau IV.30 : vérification de l'effort tranchant, contraintes et la flèche	78
Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone A	83
Tableau V.2: Le pourcentage d'amortissement ξ	84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.3: Valeur de T_1 et T_2	84
Tableau V.4: Calcul de facteur d'amplification dynamique Suivant x-x (Sens 01 et Sens 02)	84
Tableau V.5: Calcul de facteur d'amplification dynamique suivant y-y (Sens 01 et Sens 02)	85
Tableau V.6: Valeurs des pénalités P_q	85
Tableau V.7: Vérification de l'effort tranchant sens longitudinal et transversal	86
Tableau V.8: Résultats de l'analyse modale (structure avec voile)	87
Tableau V.9: Les propriétés modales des deux structures	88
Tableau V.10: Distribution des efforts tranchant sens longitudinale (structure avec voile) sens xx	92
Tableau V.11: Distribution des efforts tranchantsens longitudinale (structure avec voilefdd) sens vv	92
Tableau V.12: Distribution des efforts tranchantsens transversale (structure sans voile) sens xx	93
Tableau V.13 : Distribution des efforts tranchant sens transversale (structure sans voile) sens yy	93
Tableau V.14 ; Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage (structure sans voile).	94
Tableau V.15 : Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage (structure avec voile).	94
Tableau V.16 : Excentricité accidentelle de chaque étage (xx)	96
Tableau V.17 : Excentricité accidentelle de chaque étage (yy).	97
Tableau V.18 : Récapulatif de la période dans la(structure sans voile)	98
Tableau V.19 : Récapulatif de la période dans la(structure avec voile)	98
Tableau V.20 : Récapulatif de vérification de l'effort tranchant	98
Tableau V.21 : Déplacement relatif toléré.(avec voile)	99
Tableau V.22 : Les résultats des déplacements inter étages (avec voile).	100
Tableau V.23 : Les résultats des déplacements inter étages (sans voile).	101

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.24 : Déplacement relatif toléré.(sans voile)	102
Tableau V.25 : Vérification au renversement (structure avec voile).	103
Tableau V.26 : Vérification de l'effort normal réduit.	103
Tableau V.27 ; Taux de participation sismique des portiques et les voile (X-X)	104
Tableau V.28 : Taux de participation sismique des portiques et les voile (Y-Y)	104
Tableau VI.1 : Ferrailage total des poutres principales(sans voile)	110
Tableau VI.2: Ferrailage total des poutres secondaires. (sans voile)	110
Tableau VI.3 : Ferrailage total des poutres principales(avec voile)	114
Tableau VI.4: Ferrailage total des poutres secondaires. (avec voile)	114
Tableau VI.5 : ferrailage des voiles	120
Tableau VII.1 :pré-dimensionnement de semelle isolé	123
Tableau VII. 2: Surface des semelles filantes sous les voiles	124
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous les poteaux	124
Tableau VII.4 : pré-dimensionnement et ferrailage de radier dans deux structure (sans voile et avec voile)	136

Notations en majuscules

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés
Ar	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
A _{ser}	Section d'aciers pour l'ELS
A _u	Section d'aciers pour l'ELU
A _{min}	Section minimal
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
CV	Condition vérifié
CNV	Condition non vérifié
D	coefficient d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
E _v	Module de déformation différé du béton
E _i	Module de déformation instantané du béton
E _j	Module d'élasticité instantanée
E _s	Module de d'élasticité de l'acier
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
I _f	Moment d'inertie fictif
K	coefficient empirique sans dimension dit coefficient de Ritter-Mörsch
L	Longueur ou portée
L _x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
L _y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
M	Moment en général
M _a	Moment sur appui
M _t	Moment en travée
M _u	Moment de calcul ultime
M _{ser}	Moment de calcul de service
N	Effort normal
N _u	Effort normal ultime
N _{ser}	Effort normal en service
P	Charge concentrée appliquée, périmètre
P _p	Poutre principale
P _s	Poutre secondaire
Q	Action variable quelconque ; facteur de qualité
R	Rayon ; coefficient de comportement de la structure
S	Surface
T	effort tranchant, diamètre d'armature longitudinale, moment de torsion
T _x	période fondamentale dans le sens x-x

T_y	période fondamentale dans le sens y-y
W	poids total de la structure

Notation en Minuscules

A	Longueur ; distance ; dimension
B	Largeur
b_0	Épaisseur brute de l'arme d'une section
D	Hauteur utile
E	Excentricité, épaisseur, Enrobage
F_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
f_{c28}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
f_{t28}	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
h_0	Épaisseur d'une membrure de béton
H	Hauteur totale d'une section de béton armé.
I	Rayon de giration d'une section
J	Nombre de jours
K	Coefficient en général
L	Longueur ou porté
L_f	Longueur de flambement
R	Rayon de courbure
s_t	Espacement des armatures transversales
T	Période
V	Vitesse
X	Abscisse
Y	Ordonnée
Z	Bras de levier

Minuscules grecques

α	Angle, coefficient sans dimension
γ	Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β	Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε	Coefficient de réponse
η	Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
λ	Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ	Coefficient sans dimension dit de perméabilité, moment réduit
ν	Coefficient de poisson
ρ	Rapport de deux dimensions, rapport de section d'armature à celle du béton

σ_{bc}	Contrainte du béton comprimé
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus
π	Contrainte tangentielle ou de cisaillement (tau)
ξ	Pourcentage d'amortissement critique

Symboles

Δ	Variation, rapport de deux déplacements horizontaux
Σ	Sommation
ϕ	Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Ce mémoire vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. En effet une modélisation d'une structure à multiple étage (R+10) avec sous-sol en béton armé située dans une zone de forte sismicité (zone III), l'étude et la vérification de cette structure sont effectuées sans voile et avec voile pour établir une comparaison.

Le présent mémoire expose l'étude de deux structures, la première est une structure sans voile (portique auto stable) et la deuxième structure est contreventée par des voiles de contreventement. Cette étude démontrera en quoi les bâtiments sont contreventés, ce qui oblige à analyser la structure par une modélisation dynamique à l'aide de logiciel Robot structurel. Ensuite, l'ensemble des hypothèses de l'analyse modale et du calcul sismique est exposé ainsi les résultats issus des modélisations sont exploités dans les deux cas. Cet effet et pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations et qui comporte sept chapitres :

Le premier chapitre contient toutes les généralités, présentation, géométrie, site et les hypothèses de calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au Pré-dimensionnement des éléments structuraux pour les deux structures à savoir poteaux, poutres ; voiles de contreventement selon les normes et règles RPA 2003, BAEL.

Le troisième chapitre est l'étude des planchers et vérifications des flèches selon les normes. Le quatrième chapitre est l'étude des éléments secondaires notamment l'escalier, acrotère, balcon selon les normes.

Le cinquième chapitre est le chapitre primordial dans notre recherche qui est consacré à l'étude sismique paramétrique, des vérifications jugées nécessaires pour assurer la stabilité dynamique des deux structures (sans voile et avec voile) et vérification de la période fondamentale, l'effort tranchant à la base, des déplacements latéraux inter-étage, en plus vérification au renversement, excentricité entre centre de gravité et centre de torsion et ce selon les réglementations en vigueur de construction appliquées en Algérie

Le sixième chapitre est consacré à l'étude des portiques (poteaux, poutres, voiles de contreventement) pour les deux structures (sans voile, avec voile), par calcul de ferrailage et vérifications des contraintes dans les combinaisons normales et accidentelles.

Le septième chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure pour les deux structures (sans voile, avec voile) ensuite le calcul de ferrailage et vérifications des contraintes.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale indiquant une synthèse sur notre travail de recherche.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.1 Règles du calcul :

Nous utilisons pour l'étude de ce projet les règlements suivants:

- les règles parasismiques algériennes (R PA 99/version 2003 DTR-BC-2-48).
- charges permanentes et surcharges (DTR-BC-2-48).
- les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91)

I.2 Principe des basses de contreventement de structure :

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries. A l'opposé les formes en U ou Le sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

I.3 Caractéristiques de Contreventement :**I.3.1 Description du contreventement:**

Imaginez un cadre en bois ou en métal (carré ou rectangle vide à l'intérieur). Si vous appuyez sur un des côtés, il se déforme. Si, en revanche, vous fixez un morceau de bois en diagonale d'un coin à l'autre de l'intérieur de cadre, il résiste. Enfin, Si vous poussez le cadre de l'autre côté, le morceau de bois sera tout aussi efficace.

Dans le premier cas, le morceau de bois est utilisé en compression, dans le second cas en tension. Si vous exercez une force de torsion, le morceau de bois évite aussi la déformation.

En conclusion, le bois triangule ou contrevente l'ensemble du cadre, ce qui résume le principe de contreventement.

I.3.2 Utilité :

Le contreventement est un principe constructif servant a stabiliser et rigidifier une structure. Il est utilisé :

- en toiture dans les parties inclinées : on parle alors de poutres au vent ;
- en façade dans les parties verticales : on parle de palées de stabilité.

Le terme de contreventement est employé au sein de différent corps de métiers du bâtiment en ossature métallique, en charpente, en menuiserie ou même en maçonnerie.

I.3.3 Le rôle de contreventement :

1. l'aptitude que doit avoir ce système de contreventement à acheminer les charges horizontales aux fondations. (Continuité)
 2. L'aptitude que devra avoir ce système de contreventement pour éviter à la structure de se ruiner –(Rigidité).
 3. Plus encore ce système de contreventement doit limiter la déformation de la structure pour que cette dernière reste dans une fourchette acceptable définie par les normes et règlements en vigueur. (Compatibilité)
- Ainsi la bonne conception des structures suppose la réalisation d'un ensemble formé par les planchers et les murs ou les portiques en béton armé, disposés dans

deux directions du planche constituant un réseau tridimensionnel plus ou moins continu obtenu par :

- le fonctionnement en « diaphragmes » des planchers, rôle essentiel dans le comportement sismique d'ensemble

le fonctionnement en diaphragme vertical, « contreventement » des murs ou portiques en béton armé, obtenue par une disposition des éléments structuraux avec une résistance et rigidité équivalentes dans les deux directions principales et descendus en ligne droite (plombés) jusqu'aux fondations. Leur rigidité a aussi pour effet de protéger les éléments non-structuraux fragiles contrairement aux structures en portiques

I.4 Choix du contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure

Lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- leur nombre : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- leur disposition : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- leur distribution verticale : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion

I.4.1 CONTREVENTEMENT GENERAL DES BATIMENTS :

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées

I.4.2 Contreventement assuré par portiques :

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

I.4.3 Contreventement assuré par pans rigides :

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- soit par des triangulations en béton armé ;
- soit par des voiles en béton armé ;
- soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

I.4.4 Contreventement triangulé :

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages

La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile.

Le calcul des poutres à treillis dont les membrures sont constituées par les poteaux et qui fonctionnent en console à partir du niveau des fondations ne soulève pas de difficultés particulières ; il est conduit suivant les errements habituels, en admettant des articulations aux nœuds.

I.4.5 Contreventement avec voile en béton :

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales (RPA99. § 4), sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnel

Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température, il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités

Le calcul du contreventement par voiles en béton armé soulève notamment deux problèmes :

- a) celui, d'ailleurs général, de la répartition des forces horizontales s'exerçant sur un bâtiment entre les différents pans de contreventement ;
- b) celui de la détermination des efforts dans les éléments de liaison (linteaux) des voiles disposés dans un même plan.

I.4.6 Contreventement par remplissage en maçonnerie :

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures). Cette

condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, des séparations entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués tant en France qu'à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage. On est conduit à considérer dans les panneaux des diagonales comprimées fictives, dont on fixe la largeur par des considérations de bon sens et dont on vérifie que la contrainte reste inférieure aux valeurs normalement admissibles pour les maçonneries en cause.

I.5 Noyau de stabilité des immeubles-tours :

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.).

I.6 Choix structural :

Avant d'entamer n'importe quel projet, tout d'abord il faut faire un bon choix structural qui est le plus important pour l'ingénieur, en tenant compte de la conception architecturale, la nature du sol, ...etc.

Ce choix dépend aux deux éléments principaux :

- Système des planchers (portiques Auto-stable)
- Éléments de contreventement (portique contreventé par des voiles)

I.6.1 Présentation d'ouvrage :

Notre projet consiste à 'étudier un collège scalaire à Algérien en béton armé

Algérien est considéré comme une zone III sismique par un RPA99 version 2003 de charge permanente et charge d'exploitation.

I.6.2 Caractéristiques de la structure :

Le bâtiment a une hauteur réelle 41.99m et une surface :

- La hauteur d'étage : 3.23 m
- Largeur est : 26.4 m
- longueur est : 29, 76 m

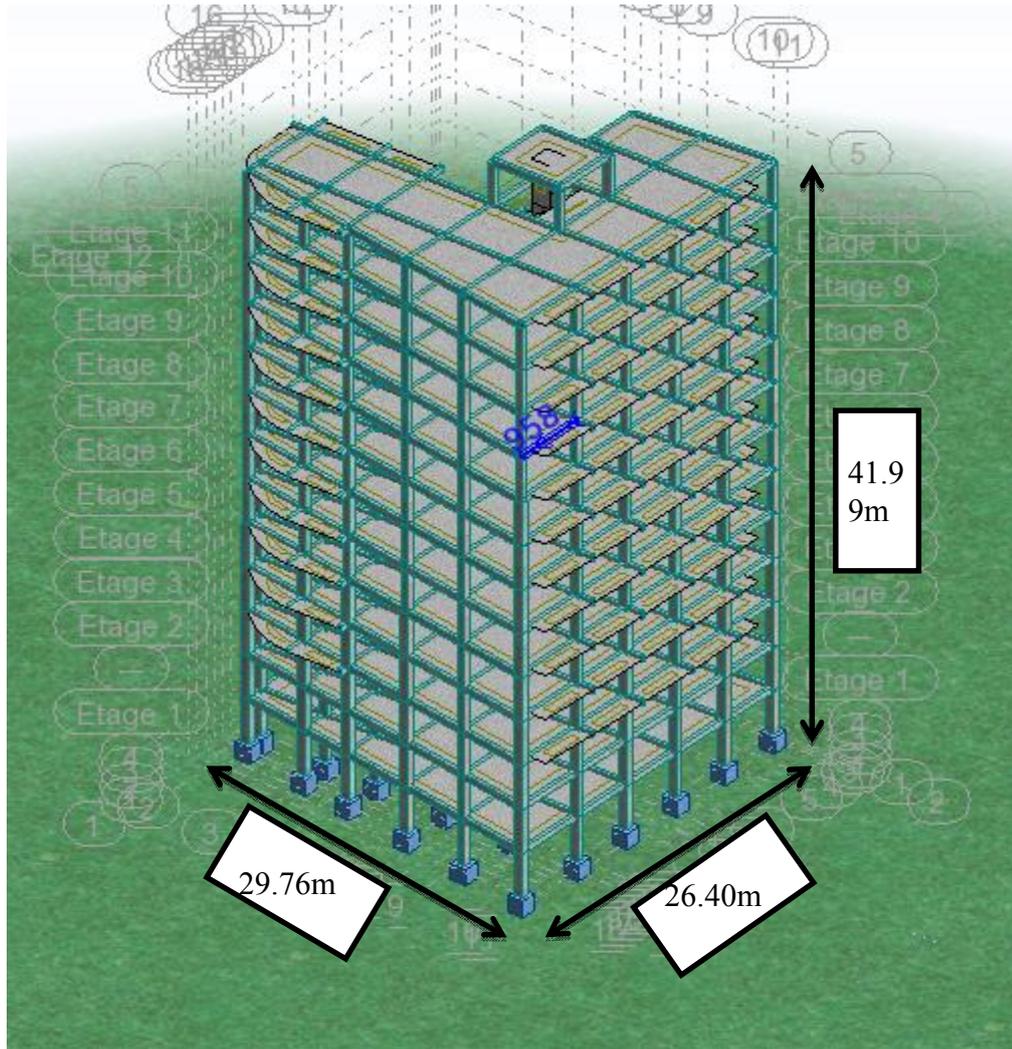


Figure I. 1:plane en 3D

D'où le système de contreventement est assuré par des portiques auto-stables.

I.6.3 Données du site :

- bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (Zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme site ferme : catégorie S3.
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1,5$ bars.
- La structure du bâtiment présente une régularité en plan et irrégularité en élévation.



I.6.4 Système des planchers :

De fait que le système de contreventement est assuré par des portiques auto-stables. Le système des planchers préférable à utiliser est un plancher à corps creux et plancher dalle plaine.

I.7 Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en BA est effectué à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier)

Les critères des matériaux concernant :

- les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- Les déformations (allongement et raccourcissement)
- Les diagrammes déformations contraintes

1.7.1 Béton (BAEL 91 Art-A.1.1) :

Un béton est un matériau artificiel : résultant de mélange en proportions définies des composants suivants :

- Granulats naturels ou artificiels (sables, gravier)
- Liants normalisés : ciments artificiels
- Eau de mouillage des granulats en d'hydratation du liant

Pour ce projet on accepte le dosage suivant :

- sable 400 l/m³
- graviers 800 l/m³ ($\Phi \leq 25cm$ de type 8/15, 15/25)
- ciments 350 kg/m³ (CPJ 45)
- eau 180 l/m³
- ❖ Résistances caractéristiques à la compression à j jour (symbole f_{cj}) :

Elle définit par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de "28" jours par essais sur une éprouvette cylindrique ($\phi 16cm$, $h=32$, surface $200cm^2$).

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25Mpa$

$$F_{cj} = 0.68 * F_{c28} * \log(j-1) \quad [MPA]$$

- ❖ Résistances caractéristiques à la traction à j jour (symbole f_{tj}) ; (BAEL 91 Art-A.2.1.2)

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation suivante ;

$$(F_{t28} = 2.1MPA)$$

$$\text{➤ } F_{tj} = 0.6 + 0.06F_{cj} \quad [MPA]$$

- ❖ Déformation longitudinal (BAEL 91 Art-A.2.1.2 et Art-A.2.1.2.2)

Elle est traduite par le coefficient de poisson : $\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$

Le coefficient de poisson est pris égale à :

- $\nu = 0.20$ Pour la justification aux E L S (section non fissurée).
- $\nu = 0$ Dans le cas des E L U
- ❖ Diagramme déformations-contraintes du béton

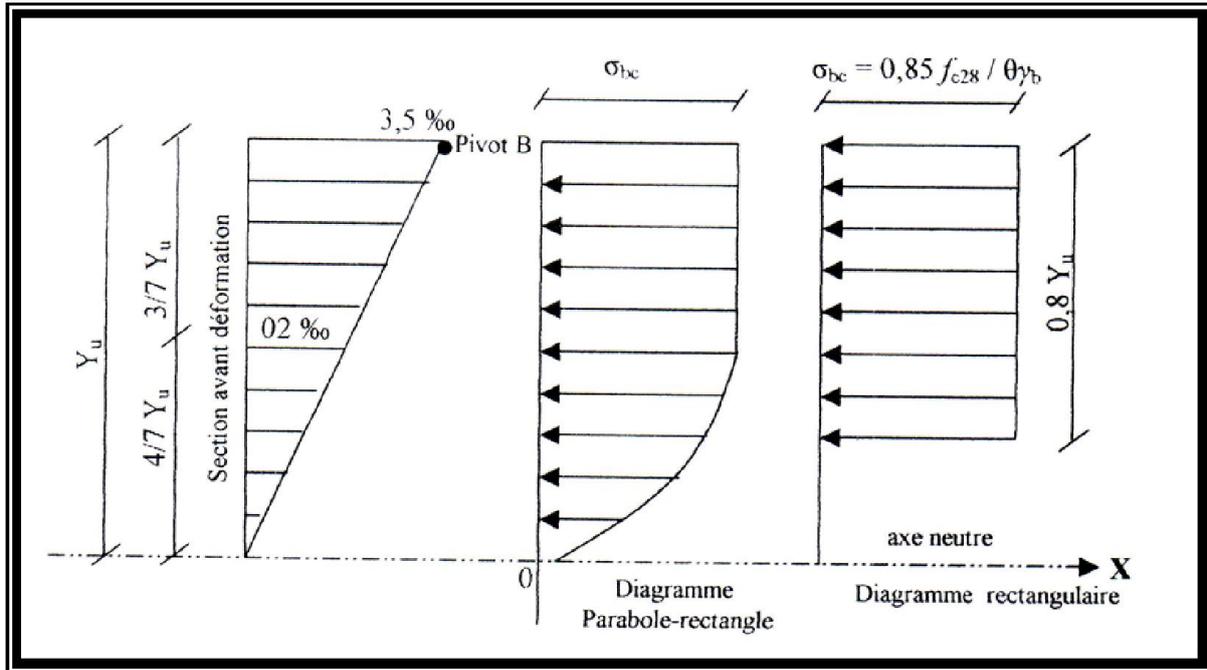


Figure I.2: Diagramme déformations-contraintes du béton

❖ Contraintes de calcul du béton (symbole σ_{bc})

Elle est définie par $f_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

σ_{bc} : Contrainte de calcul

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{: Pour les combinaisons des cas courantes} \\ 1,15 & \text{: pour les combinaisons des cas accidentuels} \end{cases}$

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14,17 \text{ Mpa} & \text{: situation durable} \\ 21,74 \text{ Mpa} & \text{: situation accidentelle Si durée < 1h} \end{cases}$

Tableau I.1 : Valeurs de Coefficient d'application (θ)

Coefficient d'application (θ)	
θ	Durée d'application
1	> 24 heure
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	Si durée < 1h

❖ Contraintes tangente limite (symbole τ_u) BAEL 91 Art-A.5.1, 2.1.1 et Art A.5.1.2.1.2)

La détermination de la contrainte tangente limite ultime dépend des cas rencontrés

- Cas des armatures transversales droites $\left(\alpha = \frac{\pi}{2} \right)$
- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \}$

- Fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa\}$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa\}$

➤ Tableau I.2 : Valeurs de $\bar{\tau}_u$

$f_{cj} Mpa$	Cas de fissuration	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
25	peu préjudiciable	3.33
25	Préjudiciable	2.5
25	très préjudiciable	2.5

➤

❖ Etat limite de compression du béton à l'ELS (symbole $\bar{\sigma}_{bc}$) (BAEL 91 Art-A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

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

I.7.2 Acier (BAEL 91 Art-A.2.2) :

Le caractère mécanique, qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites est la limite d'élasticité (symbole **Fe**)

1. Le module d'élasticité longitudinal, (symbole E_s) BAEL 91 Art-A.2.2.1), est pris égal : $E_s = 200000$ Mpa
2. Diagramme de déformations, (BAEL 91 Art-A.2.2.1) ; c'est un diagramme conventionnel, facile à utiliser pour le calcul des contraintes et des déformations.

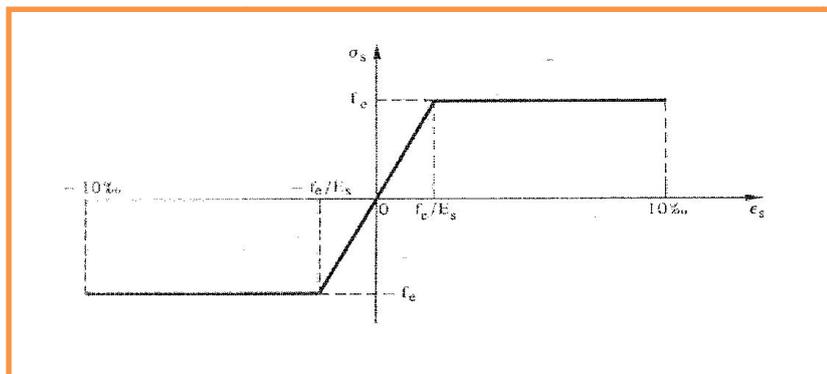


Figure I.3: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

• **Etats limite d'ouverture des fissures** (BAEL 91 Art-A.4.5.3)

Contraintes limites de traction des aciers.

Fissuration	Conditions particulières	Contraintes de la traction en (Mpa)
peu préjudiciable	Locaux ouverts et clos non soumis à condensations.	$\bar{\sigma}_s \leq f_e$ BAEL91 (Article A.4.5.3.2)
Préjudiciable	Coefficient defissuration (symbole η) $\eta=1$ pour ronds lisses $\eta=1.6$ pour acier HA $\eta=1.3$ pour aciers HA si diamètre <6 mm (*)	$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$ BAEL 91 (Article A.4.5.3.3)
Très préjudiciable	Diamètre des aciers >8 mm (**)	$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ 0.5 f_e 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$ (BAEL 91 (Article A.4.5.3.4))

NB: aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale > 60cm)
 (*) 3 cm² par mètre de longueur parement dans le cas de fissuration
 (**) 5 cm² par mètre de longueur parement dans le cas de fissuration très préjudiciable

Les aciers utilisés sont de type : HA (Fe E 400)

D'après tout qui est écrit avant on obtient :

- limite élastique : $f_e = 400$ MPa
- le module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000$ Mpa
- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 400MPa & \dots \text{ pour les combinaisons accidentelles} \\ 347MPa & \dots \text{ pour les cas courants} \end{cases}$

Remarque : aucune vérification à effectuer pour σ_s

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 159.405MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 201.633MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 130.422MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 164.972MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$

On adopte comme valeurs à utiliser :

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 32146.2 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.17MPa : \text{situation durable} \\ 21,74MPa : \text{situation accidentelle} \end{cases}$$
$$\tau_u = \begin{cases} 3.33MPa : \text{fissuration peu nuisible} \\ 2.5MPa : \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

F_eE400 Fe = 400 MPa : pour les armatures hautes adhérence.

F_eE235 Fe = 235 MPa : pour les armatures lisses.

$\overline{\sigma}_s = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Conclusion :

Dans le premier chapitre, nous avons exposé la majorité des hypothèses nécessaires aux calculs des éléments en commençant par la présentation du projet, les règles de calcul et les caractéristiques des matériaux utilisés.

CHAPITRE
II : PREDIMENSIONNEMENT

II. Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Le Pré-dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude d'un projet en béton armé, elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre tout en respectant les règles générales en vigueur BAEL 91 et RPA99Version 2003.

II.1 Poutres ;

D'après les règles de BAEL 91, le coffrage d'une poutre compris entre les valeurs suivantes :

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.5h$

h : hauteur de poutre

L_{max} : portée de la poutre.

b : largeur du poutre.

Selon les règles de RPA 99/version 2003 (Art 7.5.1), il faut vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4cm$
- $b_{max} \leq 1.5h + b$

II.1.1 Poutres secondaires :

Nous avons : $L_{max} = 510cm$.

$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 51cm$ Hauteur préférée : $h = 45cm$

$0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.5 \cdot 45 \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5$ Largeur préférée : $b = 30 cm$.

▲ Vérification ;

$b > 20cm$ (C.V) On va choisir : $b = 30cm$

$h \geq 30cm$ (C.V) On va choisir : $h = 45cm$.

$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$ (C.V)

Par conséquent, on adopte pour les poutres secondaires un coffrage dont les dimensions sont:

h = 45 cm et b = 30 cm

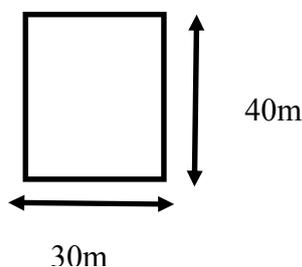


Figure II.1 :Poutre secondaire

II.1.1.1 Poutres principales :

Nous avons : $L_{\max} = 543\text{cm}$.

$$\frac{543}{15} \leq h \leq \frac{543}{10} \Rightarrow 36.2 \leq h \leq 54.3 \dots\dots\dots \text{Hauteur préférée : } h = 45\text{cm}$$

$$0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.5 \cdot 45 \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5\text{cm} \dots\dots \text{Largeur préférée : } b = 30\text{cm}$$

▲ Vérification :

$$b > 20\text{cm (C.V)} \quad \dots \text{ On va choisir : } b = 30\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm (C.V)} \quad \dots \text{ On va choisir : } h = 45\text{cm}.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad (\text{C.V})$$

Donc, on adopte pour les poutres principales un coffrage de **$h = 45\text{ cm}$ et $b = 30\text{cm}$** .

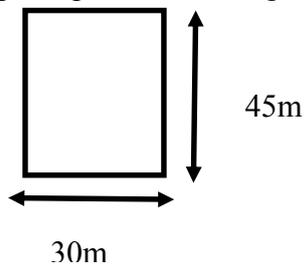


Figure II.2 : Poutre principale

II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Un plancher c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés reprendre les charge d'exploitation, les charge permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteau, voiles, murs...).

Dans ce projet les planchers utilisés sont en deux type : corps creux et dalle pleine

II.2.1 Planchers des corps creux :**II.2.1.1 définition :**

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en bétons arme, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

On a opté les planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

D'après les règles de BAEL 91 (Art-B-6-8-4.2.4) ; l'évaluation de la hauteur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5}$$

L_{max} : Longueur entre nus. $L_{max} = 513\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Alors, $h_t \geq 22.8\text{cm}$

Remarque :

La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis selon **BAEL91 (Art-B-6-1-1)**.

On va choisir : $h_t = 25\text{cm}$.

D'où $\left(\begin{array}{l} 5\text{cm} : \text{ hauteur de la table de compression} \\ 20\text{cm} : \text{ hauteur du corps creux} \end{array} \right)$

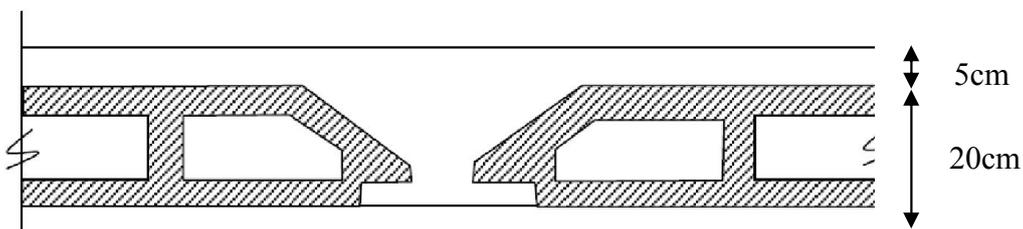


Figure II. 1: Coupe transversale du plancher corps creux

II.2.1.2 Poutrelle :

On prend : $0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,5 h_t$

$$0,3 \times 25 \leq b_0 \leq 0,5 \times 25$$

$$7.5 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12.5 \text{ cm}$$

- on prend : $b_0 = 12\text{cm}$

L : portée des poutrelles.

L_0 : distance entre nus des nervures.

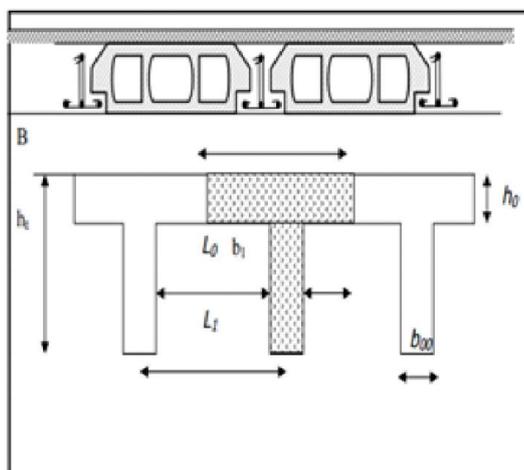


Figure II. 2; démentions de plancher

Le corps creux le plus couramment utilise est de dimension (60 cm)

Alors : $L_0 = 60 \text{ cm}$.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \\ \frac{L_0}{2} \end{array} \right.$$

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} \frac{543}{10} = 54.3cm \\ \frac{60}{2} = 30.5cm \end{cases}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 30cm$$

Donc : $b = 30 \times 2 + b_0 = 60 + 12 = 72cm$

En conséquence, on adopte :

$b_0 = 12cm$

$b_1 = 30cm$

$b = 72cm$

$h_f = 25cm$.

II.2.1.3 Descente de charge :

A. Plancher terrasse :

Charges permanentes :

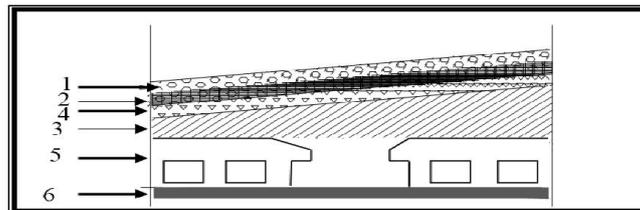


Figure II.5 : Disposition des matériaux pour plancher à corps creux (terrasse)

Tableau II.1 : Composants d'un plancher d'étage terrasse accessible

N	Désignation	e(cm)	Charge daN/m ²
1	Revêtement en carrelage par cm (20 daN/m ²)	2	40
	Chape en mortier de ciment (mortier de pose) par cm (20 daN/m ²)	2	40
2	Etanchéité multicouche en feutre bitumé	2	12
3	Isolant thermique (liégé), $\gamma = 400 daN / m^3$	4	16
4	Chappe (béton non armé), $\gamma = 2200 daN / m^3$ avec pente 1.5%	7	154
5	Plancher corps creux par cm	20+5	325
6	Enduit en plâtre par cm (10 daN/m ²)	1.5	22.5
G_T			609.5

B. Plancher étage courant :

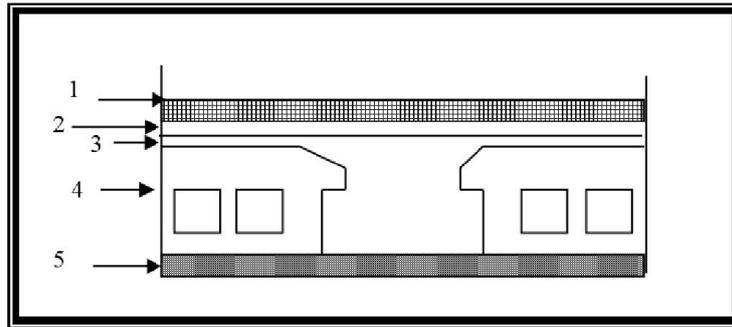


Figure II.6 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux (étage courant)

Tableau II.2 : Composants d'un plancher d'étage courant

N	Désignation	e(cm)	Charge daN/m ²
1	Revêtement en carrelage par cm (20 daN/m ²)	2	40
2	Chappe en mortier de ciment (mortier de pose) par cm (20 daN/m ²)	2	40
3	Lit de sable, $\gamma = 1700 \text{ daN} / \text{m}^3$	2	34
4	Plancher corps creux par cm.	20+5	325
5	Enduiten plâtre par cm (10 daN/m ²)	1.5	22.5
6	Cloisons	10	75
G_T			536.5

II.2.2 Plancher à dalle pleine :

II.2.2.1 définition :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par-rapport aux autres dimensions.

On utilise pour le plancher du RDC, une dalle pleine à poutres apparentes qui résistent mieux aux effets des efforts horizontaux ;

Le type de la dalle :

- Dalle porte dans un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis) : $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$
- Dalle porte dans deux directions (dalle pleine sur 4 appuis) : $0.4 \leq \rho \leq 1$

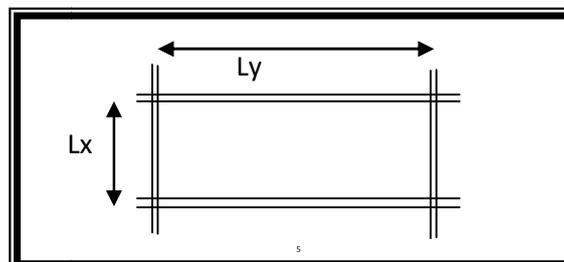


Figure II.7 : Dimensions d'un panneau de dalle

A. Condition de la résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

- $\alpha=L_xL_y\leq 0.4 \Rightarrow$ Dalle travaille dans un seul sens $\Rightarrow L_x/35 \leq h \leq L_y/30$
- $0.4 \leq L_xL_y \leq 1 \Rightarrow$ Dalle travaille dans les deux sens $\Rightarrow L_x/45 \leq h \leq L_x/40$

L_x : La petite portée du panneau de la dalle $\Rightarrow L_x = 510$ cm

L_y : La grande portée du panneau de la dalle $\Rightarrow L_y = 543$ cm

$\alpha = (L_x/L_y) = 510/543 = 0.94 \Rightarrow 0,4 < \alpha \leq 1$

Donc la dalle travaille dans deux sens La dalle est uniformément chargée.

Donc l'épaisseur de la dalle à partir du critère de rigidité :

$L_x/45 \leq h_{dp} \leq L_x/40 \Rightarrow 510/45 \leq h_{dp} \leq 510/40 \Rightarrow 11.33 \leq h_{dp} \leq 12.75$

On prend l'épaisseur de la dalle pleine : $h_{dp} = 12$ cm

B. Condition d'isolation acoustique :

Selon l'isolation acoustique (loi de masse) ≥ 16 cm

C. Condition de sécurité en matière d'incendie :

$h_d = 7$ cm Pour 01 heure de coupe de feu

$h_d = 11$ cm Pour 02 heures de coupe de feu

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine : $h_d = 25$ cm

II.2.2.2 Descente de charge :

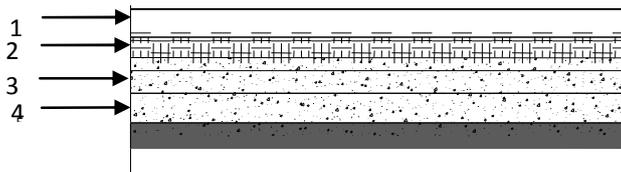


Figure. II.8 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine

Tableau II.3 : Charge permanente de plancher étage courant (dalle pleine)

	Désignation	e(cm)	Charge daN/m ²
1	Carrelage	2	44
2	Mortier de pose	2	40
	Lit de sable	2	38
3	Dalle pleine	25	625
4	Enduiten plâtre par	1	15
G_T			762

Tableau II.4 : Valeurs des surcharges.

Elément	Surcharge (daN/m ²)
Plancher terrasse	150
Plancher étage courant	250
Sous-sol	500

II.3 Pré-dimensionnement des voiles :

Voile de contreventement : Selon le (RPA 99/V2003 ; Article 7.7.1) :

- L'épaisseur "a" du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm
- De plus, l'épaisseur doit être en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités

$$a \geq \frac{h_e}{22} \quad \text{Avec } h_e = h - h_p$$

h_p : L'épaisseur du plancher

$$I \geq 4a$$

I : longueur du voile

Remarque :

Les deux cas premiers ne sont pas recommandés dans notre cas. Donc on admet le dernier cas

$$a \geq \frac{323 - 25}{22} \Rightarrow a \geq 14.9 \text{ cm}$$

Donc ; on adoptera : **a = 15 cm**

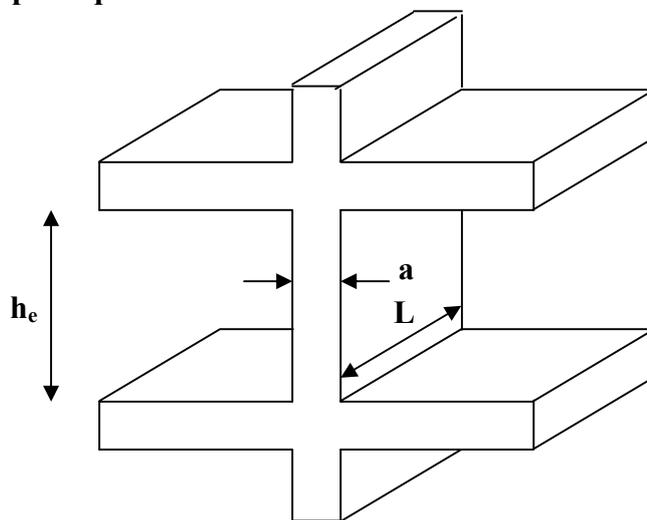
Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 \frac{l}{i}; i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \text{ Avec ; } \lambda < 50$$

$$i = \sqrt{\frac{19687.5}{70.15}} = 4.33$$

$$\lambda = 0.7 \frac{l}{i} = 0.7 \frac{306}{4.33} = 49.47 \lambda < 50 \dots\dots \text{cv (ne flambe pas)}$$

Voiles périphériques :



$L \geq 4a$

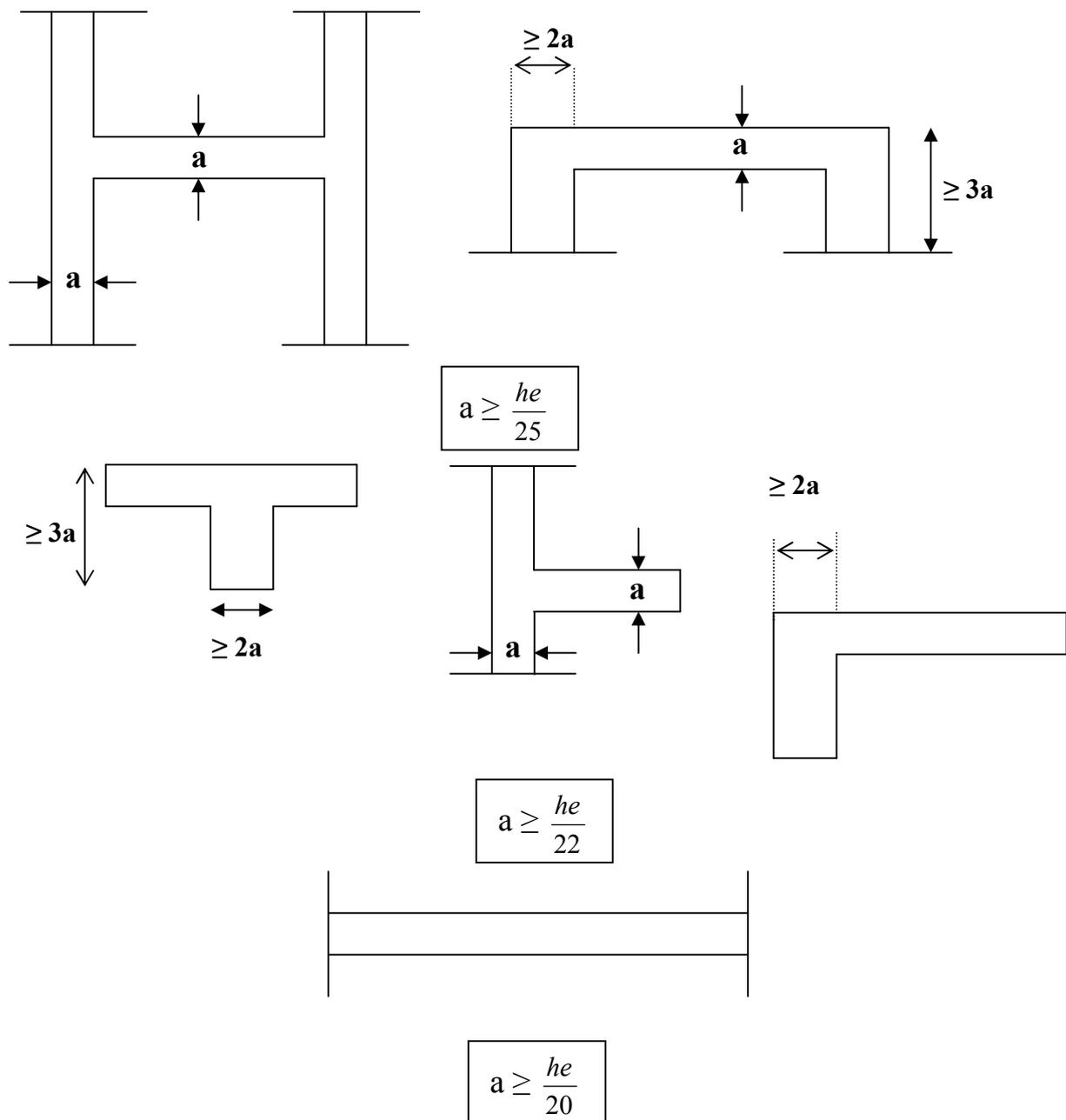


Figure II.9 : type de volée

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de la structure et le niveau de fondation.

A partir de la hauteur d'étage h

e = 2.94 m et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

Soit : e = 20 cm

On optera des voiles d'épaisseur e = 20 cm pour toute la structure.

Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en respectant les règles de **RPA99/version2003** et les différents critères.

II.4 Murs

Les murs extérieurs sont constitués de deux parois de brique creuse avec un vide de 5 centimètre pour l'isolation phonique et thermique.

Tableau II.5 : d'élément de mur

Eléments	e "m"	g kN/m3	G "kN/m2"
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	14	2.1
Vide	0.05		
Brique creuse	0.10	14	1.40
Plâtre	0.015	14	0.21
G_T			4,11

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux ;

II.5.1 Méthode de calcul :

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elle préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0,9) + 0,85(f_e / \gamma_s) (A / B_r))$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton = 25MPa.

f_{bc} : $0,85(f_{c28} / \gamma_b) = 14,16$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1,5.

γ_s : 1,15.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

D'après RPA99 :

$$A/B_r = 0,8\% \text{ (zone IIa)}$$

$$B_r(m^2) \geq 0,0663 N_u(t)$$

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

II.5.1.1 Descente de charge :

II.5.1.1.1 Charge Permanente

$$N_G = 1.1 \times G \times S$$

G: charge Permanente

S : surface afférente majorée

II.5.1.1.2 Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation(avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

II.5.1.1.3 Calcul de la charge limite ultime N_{ul}

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

Pour un section carrée $B_r = (a - 0.02)^2$ d'où : $a = \sqrt{B_r} + 0.02$ (m).

D'après le **RPA99V2003** : On prend une majoration dynamique de 20% ($a' = a \times 1.2$)(m)

Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous les niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure

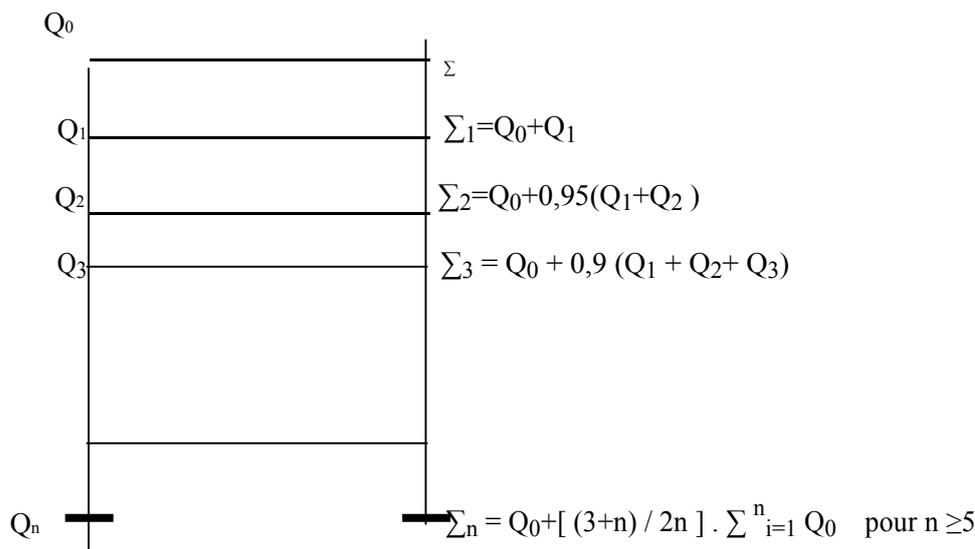


Figure II.10: La loi de dégression des charges.

II.5.2 Dimensionnement de poteau le plus sollicité :

1-Surfaces afférents des Poteau :

Résumés dans le tableau Les résultats des surfaces afférentes des poteaux centrales, rives et d'angles sont tableau suivants :

TableauII.6 : Surfaces afférents des poteaux

Poteaucentrals	Surfaces afférents(m ²)	poteau de rives	Surfaces afférents(m ²)	poteau d'angle	Surfaces afférents(m ²)
2-B	26.34	2-A	19.73	1-A	5.17
3-B	27.56	2-C	12.63	1-C	5.17
4-B	26.77	3-A	19.86	4-F	10.73
5-B	25.84	3-C	16.96	6-A	5.55
5-C	24.03	4-A	19.44	6-F	5.8
5-D	18.72	4-D	14.89		
5-E	16.74	4-E	18.61		
4-C	20.05	5-A	20.6		
		5-F	11.34		
		6-B	12.80		
		6-C	12.15		
		6-D	9.40		
		6-E	10.78		
		1-B	13.33		

On choisit le des pluspoteaux sollicité :

TableauII.7 :Des poteaux plus sollicité

	Poteau centraux	poteau de rives	poteau d'angle
	3-B	5-A	4-A
Surfaces afférents(m ²)	27.56	20.6	10.73

II.5.3 Application la méthode de calcul et loi de dégression :

Calcul de la charge limite ultime Nul ;

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_G = N_G' * 1.1$$

$$N_G' = q_1 + q_2 + q_3$$

-q₁(KN) : poids du plancher → q₁ = S_{aff} * G plancher (terrasse ou étage courant)

-q₂(KN) : poids de la poutre principale → q₂ = γ_b * b * h * L_{aff} pp.

-q₃(KN) : poids de la poutre principale → q₃ = γ_b * b * h * L_{aff} Ps.

-N_Q (KN) : charge exploitation → N_Q = Q * S_{aff}

- γ_b (KN/m³) : poids volumique du béton → γ_b = 25 (KN/m³)

- S_{aff} (m²) : surface afférent

- L_{aff} (m) : longueur afférent de poutre (principale ou secondaire)

II.5.4 Dégression des surcharges :

Tableau II.8: suivant donne la charge d’exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

Niveau	Dégression	Q [kN]
Terrasse	Q0	5
10 ^{eme} étage	Q0 +Q1	6.5
9 ^{eme} étage	Q0 + 0,95(Q1+ Q2)	7.85
8 ^{eme} étage	Q0 + 0,90(Q1+ Q2 + Q3)	9.05
7 ^{eme} étage	Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)	10.1
6 ^{eme} étage	Q0 + 0,80(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	11
5 ^{eme} étage	Q0 + 0,75(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6)	11.75
4 ^{eme} étage	Q0 + 0,71(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +Q7)	12.45
3 ^{eme} étage	Q0 + 0,68(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 Q7+Q8)	13.16
2 ^{eme} étage	Q0+0 ,66(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 Q7+Q8+Q9)	13.91
1 ^{eme} étage	Q0+0 ,65(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 Q7+Q8+Q9+Q10)	14.75
RDC	Q0+0 ,63(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 Q7+Q8+Q9+QRDC)	15.40
SOUSSOL1 ^{eme}	Q0+0 ,625(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 Q7+Q8+Q9+QRDC+QSOUS SOL2)	16.87

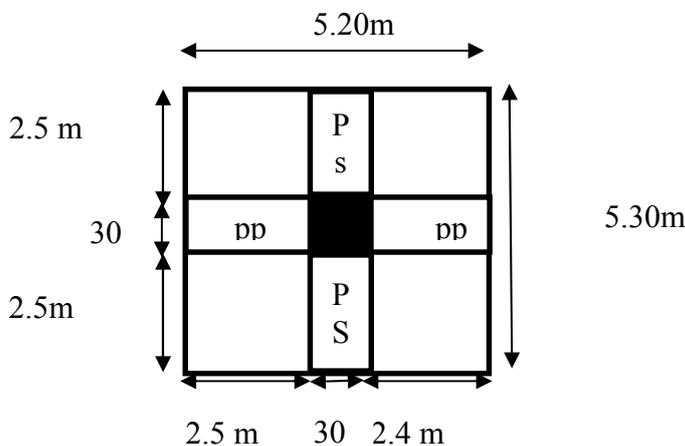
Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

1. Poteau central :

Le poteau central le plus sollicité est à une surface offerte : 27.56 (m²)

La surface revenant au poteau central est : Avec une majoration de 15%, on trouve que

$$S1=27.56 \times 1.15= 31.7 \text{ m}$$



FigureII.11 :Surface d’influence du poteau central.

Pour une section carrée $B_r = (a-0.02)^2$ d’où : $a = \sqrt{B_r} + 0.02$

D’après le RPA 99 : On prend une majoration dynamique de 1.2

On a G : charge permanente partielle de chaque niveau appliqué sur le poteau

N_G : charge permanente cumulé

N_Q : La charge exploitation cumulé

N_u : la charge limite ultime avec majoration de 10%. $N_u=1.1*(1.35N_G+1.5N_Q)$

Tableau II.9 :Pré-dimensionnement des poteaux central.

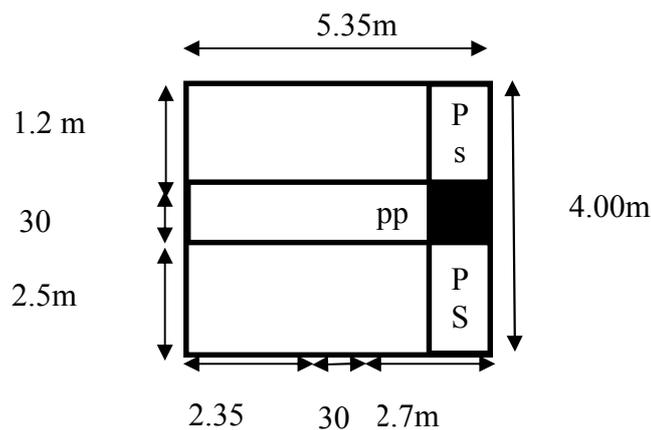
Niveaux	G(KN)	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	N_u (MN)	B_r (cm ²)	a cm	a' = $a * 1.2$	B cm ²
10 ^{eme}	184.62	184.62	158.5	486.987	0.49	322.8	20	24	25*25
9 ^{eme}	148.36	332.98	206.05	758.598	0.76	502.9	24.5	29	30*30
8 ^{eme}	148.36	481.34	248.845	1023.076	1.02	678.2	28	34	35*35
7 ^{eme}	148.36	629.7	286.885	1280.422	1.28	848.9	31	37	40*40
6 ^{eme}	148.36	778.06	320.17	1530.636	1.53	1014.8	34	40.6	45*45
5 ^{eme}	148.36	926.42	348.7	1773.717	1.77	1175.9	36	43.5	45*45
4 ^{eme}	148.36	1074.78	372.475	2009.665	2.00	1332.4	38.5	46	50*50
3 ^{eme}	148.36	1223.14	394.665	2243.236	2.24	1487.2	40.5	48.6	50*50
2 ^{eme}	148.36	1371.5	417.172	2477.282	2.47	1642.4	42.5	51	55*55
1 ^{er}	148.36	1519.86	440.947	2713.231	2.71	1798.8	44.4	53	55*55
RDC	148.36	1668.22	467.575	2953.459	2.95	1958.1	45	55.5	55*55
1 ^{er} Sous-sol	148.36	1816.58	488.18	3184.650	3.18	2111.4	48	57.5	60*60
2 ^{eme} sous-sol	148.36	1964.94	534.779	3454.837	3.45	2290.5	50	60	60*60

2. Poteau de rive :

Le poteau rive le plus sollicité est à une surface offerte : 20.60 (m²)

La surface revenant au poteau central est : Avec une majoration de 10%, on trouve que

$$S1=20.60 \times 1.10= 22.66 \text{ m}$$



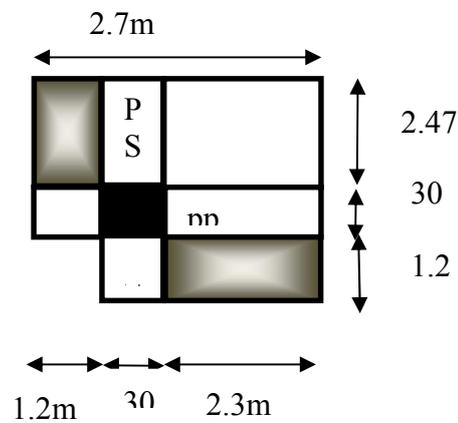
FigureII.12 :Surface d'influence du poteau rive

TableauII.10: Pré-dimensionnement des poteaux rive.

Niveaux	G(KN)	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r cm ²	a cm	$a' = a * 1.2$	B cm ²
10 ^{eme}	165.5	165.5	113.03	392.97	260.5	18	21.8	25*25
9 ^{eme}	146.8	312.30	147.29	642.54	426.0	22.6	27	30*30
8 ^{eme}	146.8	459.10	177.88	886.61	587.8	26.2	31.5	35*35
7 ^{eme}	146.8	605.90	205.07	1125.57	746.3	29.3	35.2	35*35
6 ^{eme}	146.8	752.70	228.87	1359.45	901.3	32	38.4	40*40
5 ^{eme}	146.8	899.50	249.26	1588.22	1053	34.5	41.4	45*45
4 ^{eme}	146.8	1046.30	266.26	1811.89	1201.3	36.7	44	45*45
3 ^{eme}	146.8	1193.10	282.12	2033.87	1348.5	38.7	46.5	50*50
2 ^{eme}	146.8	1339.90	298.2	2256.17	1495.8	40.7	48.8	50*50
1 ^{er}	146.8	1486.70	315.2	2479.85	1644.1	42.5	51	55*55
RDC	146.8	1633.50	334.24	2706.59	1794.5	44.4	53.3	55*55
1 ^{er} Sous-sol	90.2	1723.70	348.96	2850.44	1889.8	45.47	54.5	55*55
2 ^{eme} sous-sol	90.2	1813.90	382.27	3022.17	2003.7	46.8	56	60*60

3. Poteau d'angle :

Le poteau d'angle le plus sollicité est à une surface offerte : 10.7 (m²)



FigureII.13 :Surface d'influence du poteau d'angle

Tableau II.11: Pré-dimensionnement des poteaux d'angle.

Niveaux	G(KN)	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r cm ²	a cm	$a' = a * 12$	B cm ²
10 ^{eme}	88.01	88.01	53.5	199.06	132	13.5	16	20*20
9 ^{eme}	74.95	162.96	69.55	324.32	215	16.6	20	20*20
8 ^{eme}	74.95	237.91	83.99	447.16	296.5	19.2	23	25*25
7 ^{eme}	74.95	312.86	96.83	567.61	376.3	21.4	25.7	25*25
6 ^{eme}	74.95	387.81	107.11	684.21	453.6	23.3	28	30*30
5 ^{eme}	74.95	462.76	117.7	801.27	531.2	25	30	30*30
4 ^{eme}	74.95	537.71	125.73	914.50	606.3	26.6	32	35*35
3 ^{eme}	74.95	612.66	133.21	1026.91	680.8	28.1	33.7	35*35
2 ^{eme}	74.95	687.61	140.81	1139.49	755.5	29.5	35.4	35*35
1 ^{er}	74.95	762.56	148.84	1252.72	830.5	31	37	40*40
RDC	74.95	837.51	157.82	1367.37	902.5	32	38.5	40*40
1 ^{er} Sous-sol	48.98	886.49	164.78	1443.93	957.3	33	40	40*40
2 ^{eme} sous-sol	48.98	935.47	180.51	1533.65	1016.8	34	40.6	40*40

II.5.5 Vérification :

II.5.5.1 Vérification à l'état limite de stabilité de forme :

$$B_r(\text{cm}^2) \geq 0.0663 * 10 N_u(\text{KN})$$

$$B_r = (a-2)^2$$

Tableau II.12: Vérification à l'état limite de stabilité de forme :

Section	$B_r(\text{cm}^2)$	$N_u(\text{KN})$	$0.0663 * 10 N_u(\text{KN})$	Vérification
20*20	324	324.32	214.81	Vérifie
25*25	529	567.61	376.32	Vérifie
30*30	784	801.27	531.24	Vérifie
35*35	1089	1139.49	755.46	Vérifie
40*40	1444	1533.63	1015.79	Vérifie
45*45	1849	1811.90	1201.29	Vérifie
50*50	2304	2256.17	1495.84	Vérifie
55*55	2809	2953.46	1958.14	Vérifie
60*60	3364	3454.40	2290.27	Vérifie

II.5.5.2 Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:

$$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm} \rightarrow b=25\text{cm}$$

C.N.V

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow h = 25\text{cm} > \left(\frac{323}{20} = 16.5\text{cm}\right) \quad \text{c.v}$$

II.5.5.3 Vérification des conditions Critère de la résistance:

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{b21}$$

$$\bar{\sigma}_b(\text{MPa}) = \frac{0.85 * f_{c28}}{\vartheta * \gamma_{bc}}$$

$$\bar{\sigma}_b(\text{MPa}) = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\sigma_b(\text{MPa}) = \frac{N_U}{B}$$

Tableau II.13: Vérification critère de la résistance de section

section	B (m ²)	N _U (MN)	$\frac{N_U}{B}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérifications $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{b21}$
50*50	0.25	2.256	9.024	14.2	Vérifie
55*55	0.3025	2.953	9.75	14.2	Vérifie
60*60	0.36	3.454	9.59	14.2	Vérifie

II.5.5.4 Vérification des Conditions de flambement :

Cas des poteaux isolés : on a $\lambda \leq 50$

$L_f = L_0$ pour un poteau bi-encasté avec Possibilité de déplacement.

Pour section carrée

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ L_f = 0.7L_0 \\ i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \end{array} \right.$$

Avec:

L_f La longueur de flambement

$$L_f = 0.7 * L_0 = 0.7 * 323 = 226.1\text{cm}$$

λ : l'élanement des poteaux.

L_0 : Longueur libre du poteau compté entre face supérieure : $L_0 = 323 \text{ cm}$

B : section de Poteau cm²

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section par rapport à passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\rightarrow I_x = I_y = \frac{bh^3}{12}$.

Tableau II.14 : vérification de flambent.

section	B (cm ²)	I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	λ	Vérifications λ ≤ 50
50*50	2500	520833.33	14.4338	14.84	Vérifié
55*55	3025	762552.08	15.8771	13.49	Vérifié
60*60	3600	1080000	17.3205	12.37	Vérifié

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionnement et évaluation des charges des élément dans deux structure (structure sans voile et structure avec voile) . Nous présentons dans le 5^{ème} étude sismique.

CHAPITRE III :
ETUDE DES PLANCHERS

III. ETUDE DES PLANCHERS

III.1 Introduction :

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sol, ils assurent les fonctions suivantes :

Reprise et transmission des charges et surcharges verticaux

- ✓ Isolation thermique et phonique
- ✓ Contreventement du bâtiment
- ✓ Assurance de l'étanchéité dans les salles d'eau
- ✓ Sécurité au feu et protection contre l'incendie

Les planchers couramment utilisés sont :

- ✓ Les planchers en corps creux
- ✓ Les planchers à poutrelles rapprochées
- ✓ Les planchers champignons
- ✓ Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place.

Dans notre bloc nous intéresserons qu'à ceux coulés sur place, il se compose de trois parties distinctes :

- 1) La partie portante : constituée généralement des poutres, de poutrelles et des dalles pleines.
- 2) Le revêtement : constituant le sol fini, se posant sur l'ossature portante généralement du carrelage.
- 3) Le plafond réalisé sous l'élément porteur

III.2 Calcul des planchers à corps creux :

III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage. Les planchers sont composés de poutrelles, corps creux, dalle de compression.

III.2.2 Etudes des planchers à corps creux :

Suite au précédent chapitre « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pus déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a approprié un seul type de plancher : Plancher à corps creux (20+5) pour tous les étages :

- 20 cm : corps creux
- 5cm : dalle de compression

III.2.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X). Dans notre construction, il y a deux types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément.

III.2.3.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

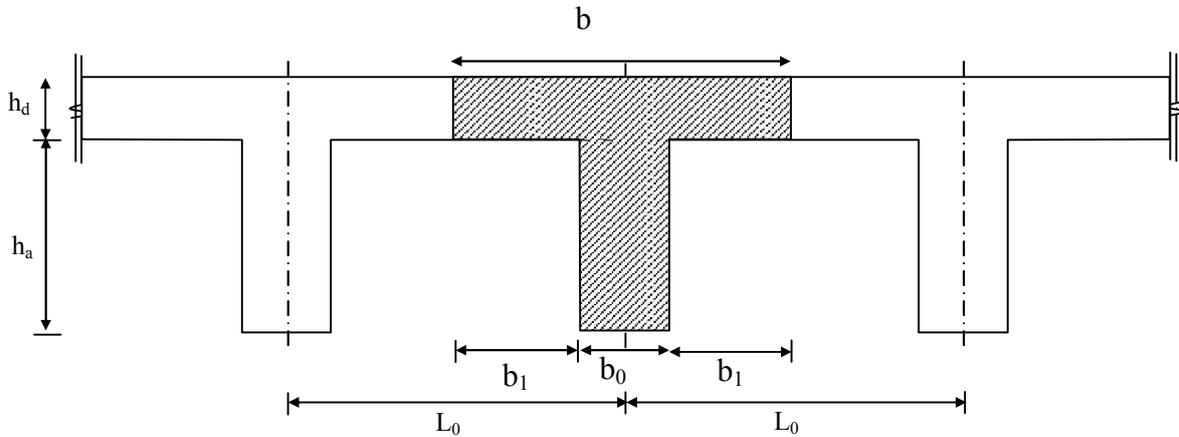


Figure III.1: Dimension de la section en (Té)

D'après les règles de (BAEL91 page126) , la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

- $b_1 \leq L/10$
- $b_1 \leq (L_n - b_0)/2$
- $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$

Avec :

L : La portée entre nus d'appui de la poutrelle.

L_n : Distance entre axe des nervures.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_n = 60\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 5\text{cm}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 420 - 30 = 390 \text{ cm.} \\ b_1 \leq (60 - 12)/2 = 24 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

On prend : $b_1 = 24\text{cm}$.

$$\Rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm}$$

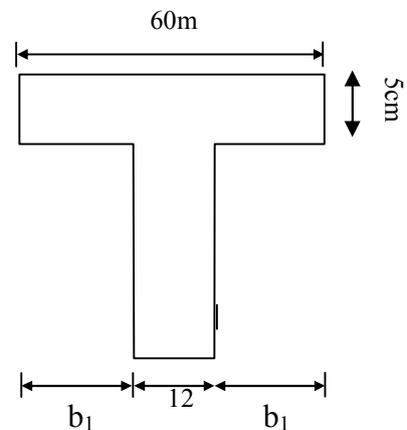


Figure III.2 : Schéma d'une section en " Té "

III.2.3.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure:

❖ Charge permanente :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.10 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{étage courant}} = 5.37 \text{ KN/m}^2$$

- ❖ Surcharge d'exploitation :
 - $Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 - $Q_{\text{étage courant}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 - ☞ Plancher terrasse:
 - $g = G \times 0.60 = 6.10 \times 0,60 = 3.66 \text{ KN/ml.}$
 - $q = Q \times 0.60 = 1.5 \times 0,60 = 0.9 \text{ KN/ml.}$
 - ☞ Plancher étage courant :
 - $g = G \cdot 0.60 = 5.37 \times 0,60 = 3.22 \text{ KN/}$
 - $q = Q \cdot 0.60 = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN/ml.}$
- ❖ Combinaisons de charges :
 - E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$
 - E.L.S : $P_{\text{ser}} = g + q$

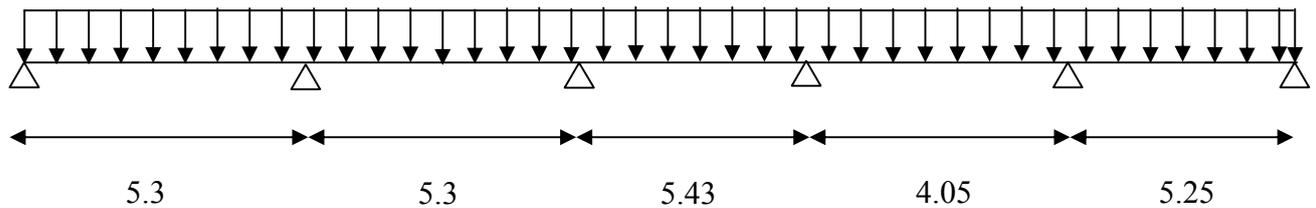
Tableau .III.1 : Valeurs des Combinaisons de charges

Désignation	Terrasse	Etage Courant
ELU	6.29	5.70
ELS	4.56	4.12

III.2.3.3 Type poutrelles :

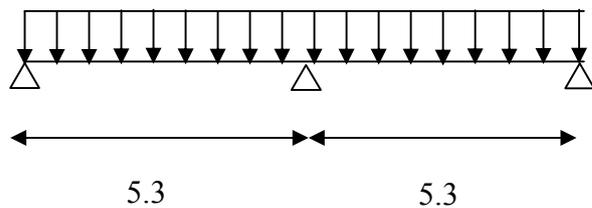
☛ Type 01 :

Poutrelles sur 6 appuis (plancher étage courant + plancher terrasse)



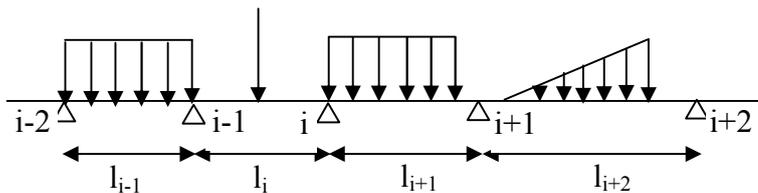
☛ Type 02 :

Poutrelles sur 3 appuis (plancher étage courant + plancher terrasse)

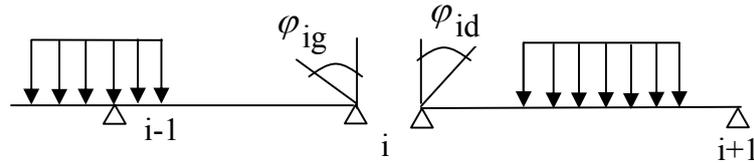


III.2.3.4 Méthode des trois moments :

Soit une poutre continue quelconque on considère l'appui (i) ou on cherche le moment d'appui M_i



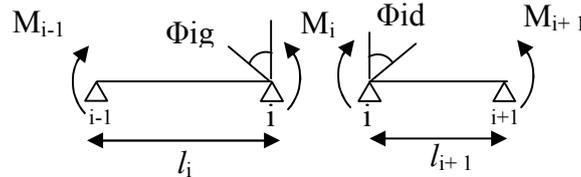
On décompose l'appui (i).



φ_{ig} : Rotation en (i) à gauche

φ_{id} : Rotation en (i) à droite.

Les rotations sont dues aux chargements extérieurs sachant que dans les appuis intermédiaires il existe des moments intérieurs, donc on peut décomposer l'appui en deux côtés.



$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\frac{q}{4}(l_i^3 + l_{i+1}^3)$$

Donc ; on applique la méthode des trois moments

III.2.3.5 Calcul des efforts internes :

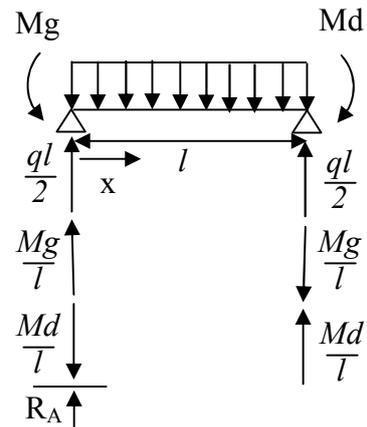
a) Aspect théorique

$$R_A = \frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l}$$

$$R_A + R_B = q.l$$

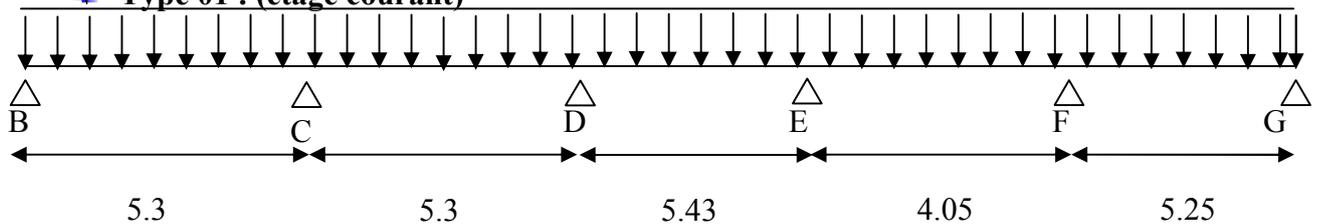
$$T = R_A - qx$$

$$M_t^{max} = R_A \cdot x - \frac{qx^2}{2} - Mg$$



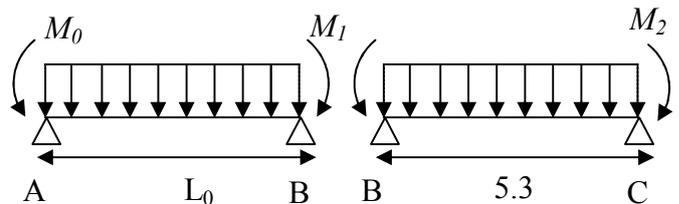
b) Exemple de calcul :

Type 01 : (étage courant)



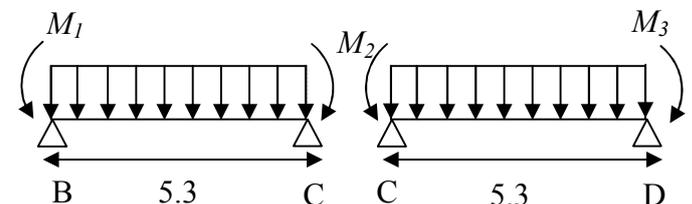
$$10.6M_1 + 5.3 M_2 = -212.15 \dots\dots (1u)$$

$$10.6M_1 + 5.3 M_2 = -153.34 \dots\dots (1s)$$



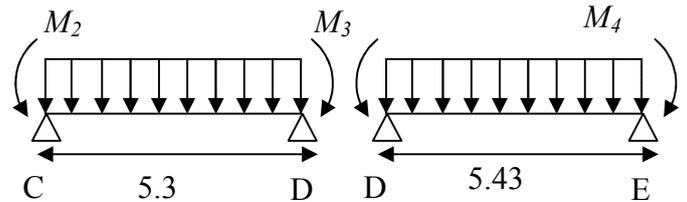
$$5.3M_1 + 21.2M_2 + 5.3 M_3 = -427.30 \dots\dots (2u)$$

$$5.3M_1 + 21.2M_2 + 5.3 M_3 = -306.69 \dots\dots (2s)$$



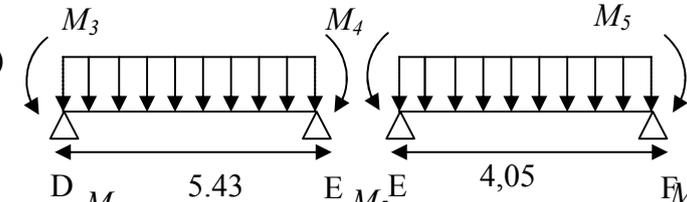
$$5.3M_2 + 21.46M_3 + 5.43M_4 = -440.30 \dots\dots (3u)$$

$$5.3M_2 + 21.46M_3 + 5.43M_4 = -318.25 \dots\dots (3s)$$



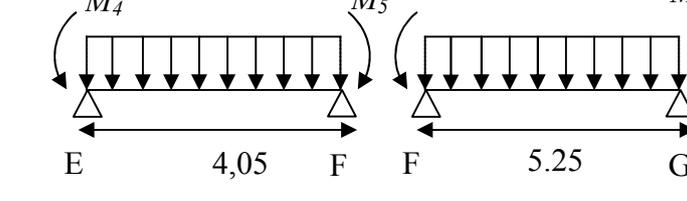
$$5.43M_3 + 18.96M_4 + 4.05M_5 = -322.81 \dots\dots (4u)$$

$$5.43M_3 + 18.96M_4 + 4.05M_5 = -233.33 \dots\dots (4s)$$



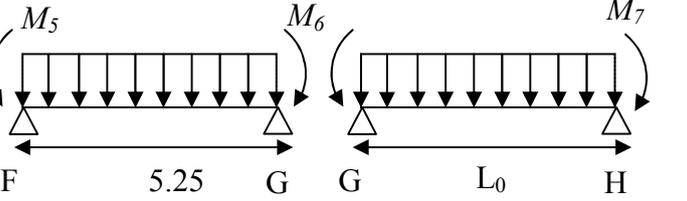
$$4.05M_4 + 18.6M_5 + 5.25M_6 = -300.87 \dots\dots (5u)$$

$$4.05M_4 + 18.6M_5 + 5.25M_6 = -217.47 \dots\dots (5s)$$



$$5.25M_5 + 10.5M_6 = -206.20 \dots\dots (6u)$$

$$5.25M_5 + 10.5M_6 = -149.04 \dots\dots (6s)$$



Matriciellement, le système d'équations linéaire se simplifie comme suit:

$$\begin{pmatrix} 10.6 & 5.3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 5.3 & 21.2 & 5.3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5.3 & 21.46 & 5.43 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5.43 & 18.96 & 4.05 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.05 & 18.6 & 5.25 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5.25 & 10.5 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 212.15 \\ 427.30 \\ 440.30 \\ 322.81 \\ 300.87 \\ 206.2 \end{pmatrix}$$

$$M_1 = -13.47, M_2 = -13.09, M_3 = -14.58, M_4 = -10.81, M_5 = -9.59, M_6 = -14.84$$

➤ Calcul des moments au niveau de la travée :

$$R_B = \frac{ql}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} \rightarrow R_B = \frac{5.70 \times 5.3}{2} + \frac{13.47 - 13.09}{5.3}$$

$$\rightarrow R_B = 15.03 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = R_A \cdot x - \frac{qx^2}{2} - M_g$$

$$M_t^{\max} = 15.03x - \frac{5.70}{2}x^2 - 13.47$$

$$T = R_B - qx$$

$$T = 15.03 - 5.70x \rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2.64 \text{ m}$$

$$M(x) = 15.03(2.64) - \frac{5.70}{2}(2.64)^2 - 13.47$$

$$M_t^{BC} = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow R_C = 14.83 \text{ KN}$$

$$M_t^{CD} = 14.83x - \frac{5.70}{2}x^2 - 13.09$$

$$T = 14.83 - 5.70x \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2.60 \text{ m}$$

$$M_t^{CD} = 14.83 (2.60) - \frac{5.70}{2} (2.60)^2 - 13.09$$

$$M_t^{CD} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow R_D = 16.17 \text{ KN}$$

$$M_t^{DE} = 16.17x - \frac{5.70}{2}x^2 - 14.58$$

$$T = 16.17 - 5.70x \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2.84 \text{ m}$$

$$M_t^{DE} = 16.17 (2.84) - \frac{5.70}{2} (2.84)^2 - 14.58$$

$$M_t^{DE} = 4 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow R_E = 11.82 \text{ KN}$$

$$M_t^{EF} = 11.82x - \frac{5.70}{2}x^2 - 10.81$$

$$T = 11.82 - 5.70x \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2.07 \text{ m}$$

$$M_t^{EF} = 11.82 (2.07) - \frac{5.70}{2} (2.07)^2 - 10.81$$

$$M_t^{EF} = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow R_F = 13.90 \text{ KN}$$

$$M_t^{FG} = 13.9x - \frac{5.70}{2}x^2 - 9.59$$

$$T = 13.9 - 5.7x \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2.44 \text{ m}$$

$$M_t^{FG} = 13.9 (2.44) - \frac{5.70}{2} (2.44)^2 - 9.59$$

$$M_t^{FG} = 7.36 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant « T » :

$$\rightarrow \text{Travée BC ; } 0 \leq x \leq 5.3m \quad T = 15.03 - qx$$

$$\text{Pour } x = 0 : T_1 = 15.03 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 5.3m : T_2 = -15.18 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{Travée CD ; } 0 \leq x \leq 5.3m \quad T = 14.83 - qx$$

$$\text{Pour } x = 0 : T_1 = 14.83 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 5.3 : T_2 = -15.38 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{Travée DE ; } 0 \leq x \leq 5.43m \quad T = 16.17 - qx$$

$$\text{Pour } x = 0 : T_1 = 16.17 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 5.43 : T_2 = -14.78 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{Travée EF ; } 0 \leq x \leq 4.05m \quad T = 11.82 - qx$$

$$\text{Pour } x = 0 : T_1 = 11.82 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4.05 : T_2 = -11.27 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{Travée FG ; } 0 \leq x \leq 5.25m \quad T = 13.90 - qx$$

$$\text{Pour } x = 0 : T_1 = 13.90 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 5.25 : T_2 = -16.03 \text{ KN}$$

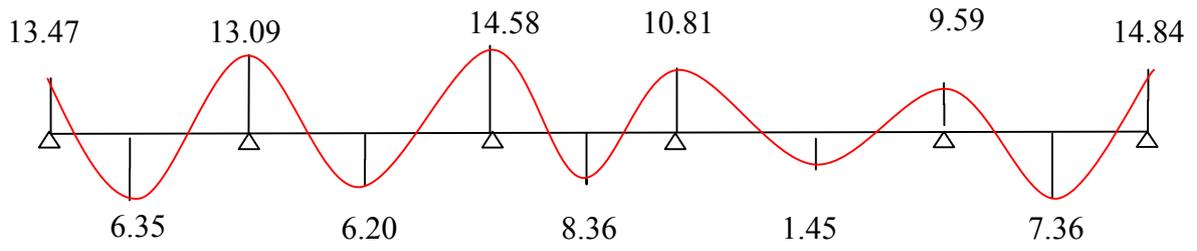
c) Détermination des diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

🏠 Etage courant :

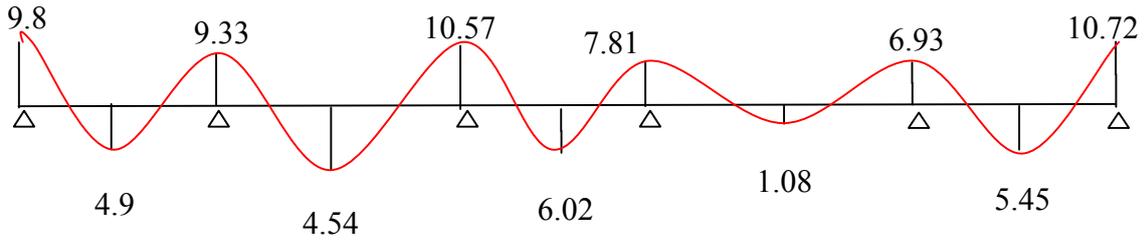
➤ Type 1 :

moments fléchissant ;

ELU :

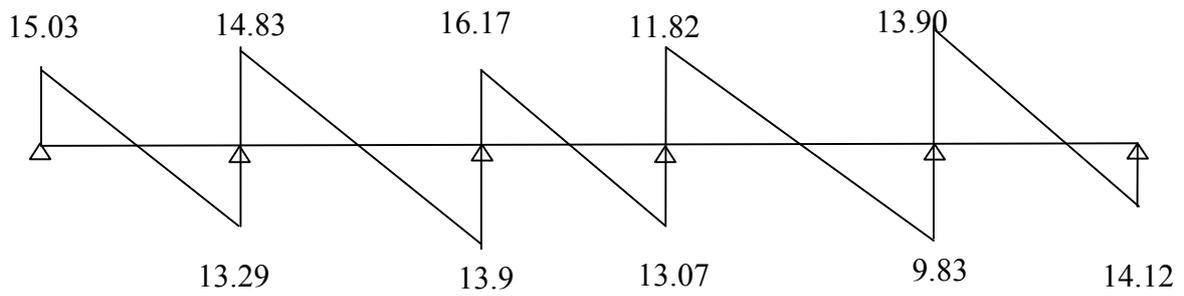


ELS :

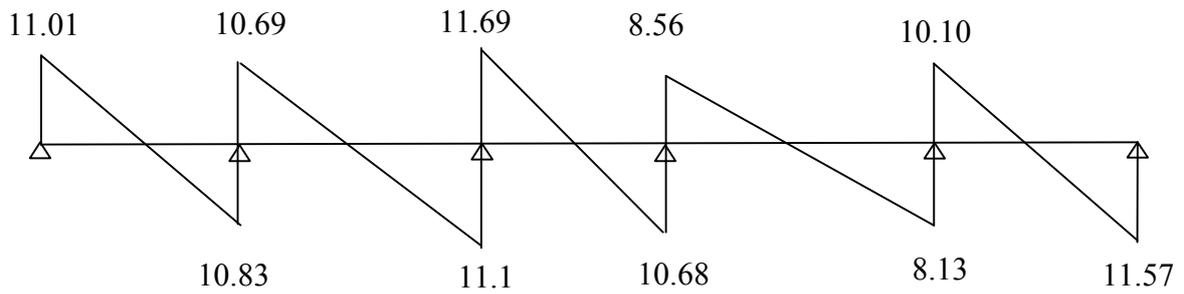


➤ efforts tranchants ;

ELU :

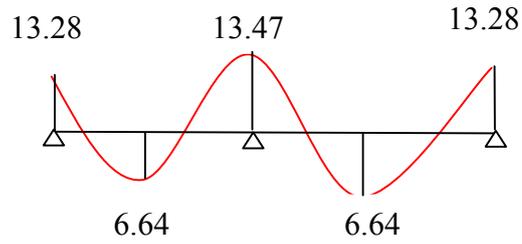


ELS

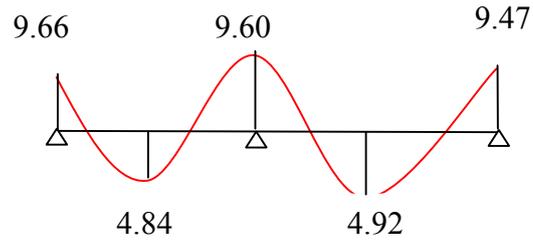


➤ Type 2 :

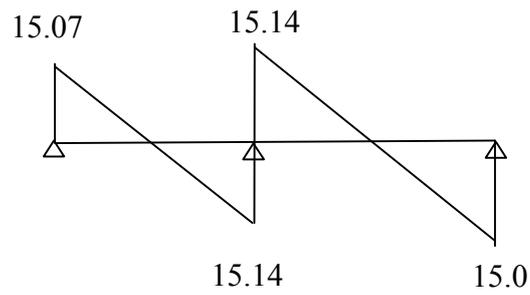
ELU :



ELS :



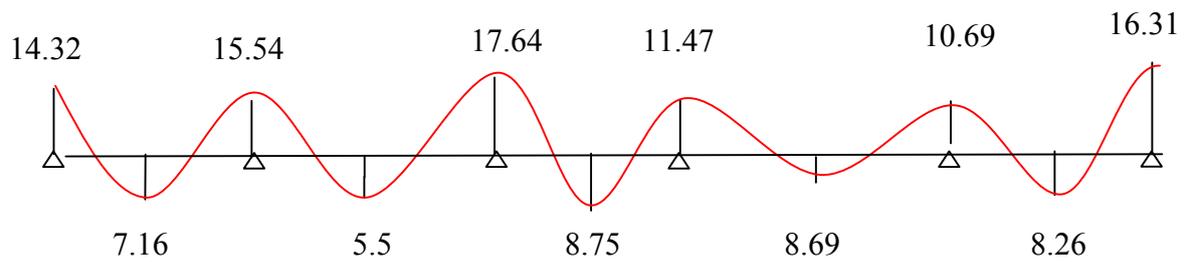
ET :



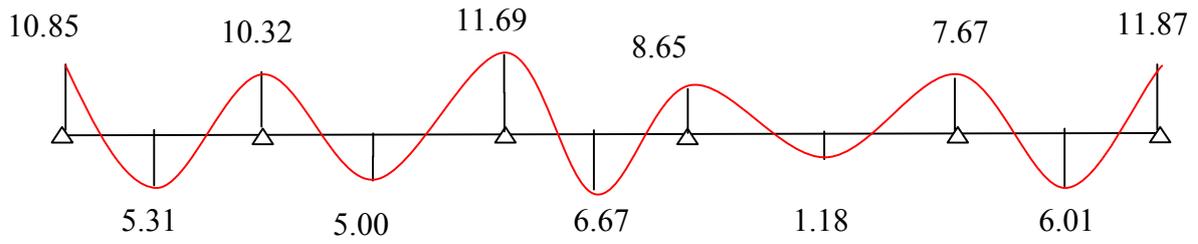
✚ Terrasse accessible :

➤ Type 1 :

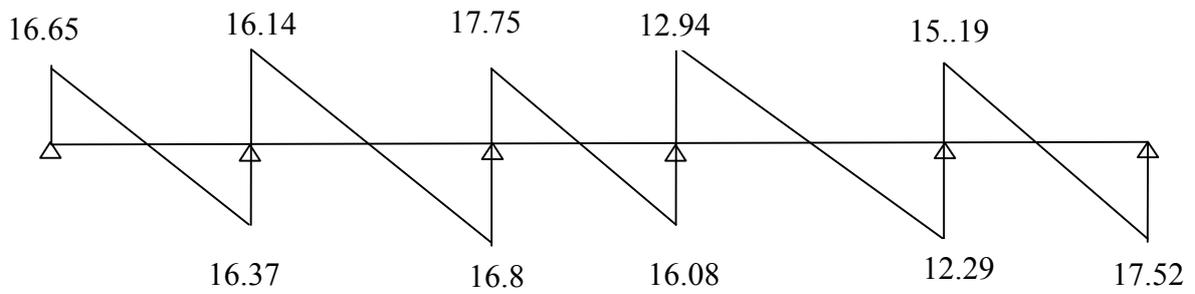
ELU :



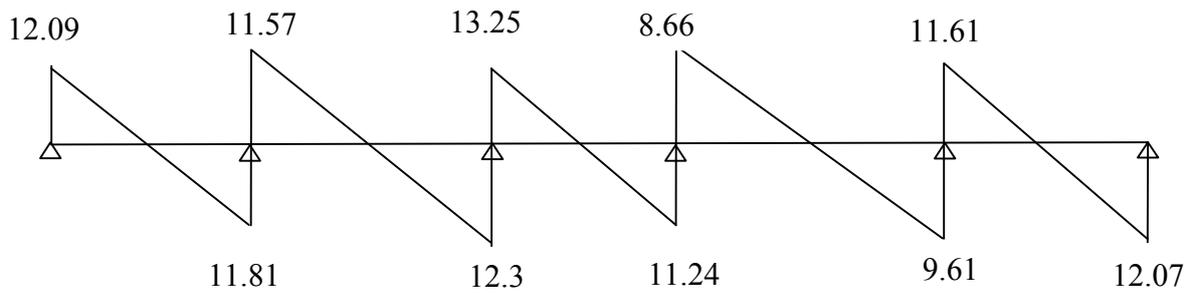
ELS :



ELU ;

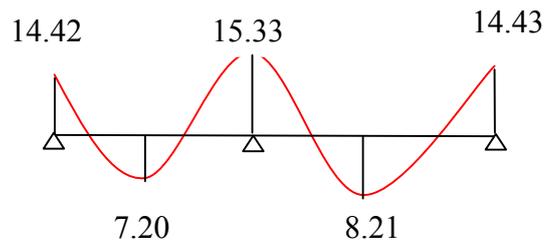


ELS :

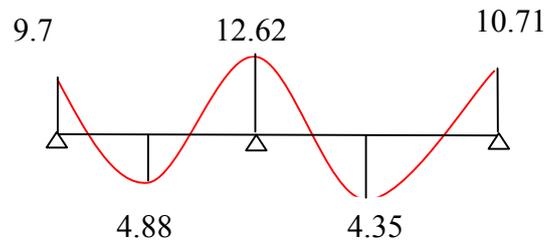


➤ Type 2 :

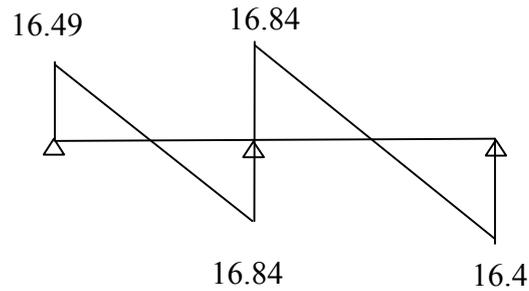
ELU :



ELS :



ET :



d) Moment fléchissant et efforts tranchants maximales :

• **plancher Etage courant :**

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU:} \\
 M_{a \max} = 14.84 \text{ KN.m} \\
 \text{ELS:} \\
 M_{a \max} = 10.72 \text{ KN.m}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 M_{t \max} = 7.36 \text{ KN.m} \\
 M_{t \max} = 6.02 \text{ KN.m}
 \end{array} \right\}$$

$$T_{\max} = 16.17 \text{ KN.m}$$

III.2.4 Détermination de ferrailage et vérification :

1) En travée ELU (Etage courant) :

$$M_{t \max} = 7.36 \text{ KN.m}$$

Calcul le moment capable de la table :

$$M_t = \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

✚ Si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression et la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h)

✚ Si $M_u > M_t$: l'axe neutre est dans la nervure et la section de calcul sera une section en "Té".

$$M_T = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) M_T = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times (180 - 50/2) = 71.53 \text{ KN.ml}$$

$$M_t = 71.53 \text{ KN.m}$$

✚ Si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression et la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h)

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400 ;

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_n}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{7360}{14.2 \times 0.6 \times 180^2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 \geq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{section sans armature comprimées}$$

$$\beta_u = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.027$$

$$A_u = \frac{f_{bu} \times \beta_u \times b \times d}{\sigma_s u} = \frac{0,027 \times 60 \times 18 \times 14,2}{348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{\min}) = 1,3 \text{ cm}^2 \text{ Choix : } 2T14 \quad , \quad A = 3.08 \text{ cm}^2$$

2) En appui : E.L.U :

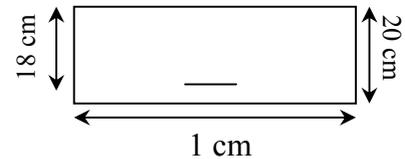
La table de compression se trouve dans la partie tendue (on néglige les ailettes)

La section de calcul est une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20)$

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14840}{14.2 \times 0.12 \times 180^2}$$

$$\mu = 0.27 \geq \mu_{AB} = 0.186$$



$\mu \leq \mu_1 = 0.39$ donc ;

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.4 \quad \text{Figure III.3: Section de calcul } (b_0 \times h)$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.84$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14840}{348 \times 0.84 \times 18} = 2.82 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{\min}) = 2.82 \text{ cm}^2 \text{ Choix : } 2T14 \quad , \quad A = 3.08 \text{ cm}^2$$

III.2.4.1 Verification à l'ELS :

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier feE 400} \\ \text{Section rectangulaire.} \\ \text{Flexion simple.} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \bar{=} 0.6 f_{c28}$$

1) En travée : $M_{t \max} = 6.02 \text{ KN.m}$

✚ Vérification de la position de l'axe neutre :

Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :

$$b_0 \cdot y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30 \cdot A_s]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot d \cdot A_s] = 0$$

$$12 \cdot y^2 + 550.8y - 2474.4 = 0$$

$y = 5.05 \text{ cm} > h_0$: l'axe neutre est bien dans la nervure.

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

$$I = 8512.42 \text{ cm}^4$$

Contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.00602}{0.80378 \cdot 10^{-3}} = 7.07 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 7.07 \times 0.0505 = 0.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues.

2) En appui : $M_{a \max} = 10.72 \text{ KN.m}$

✚ Vérification la position de l'axe neutre

- **Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :**

$$C = (12 \times 20) ;$$

Cas de la section rectangulaire.

$$y = 9.34 \text{ cm.}$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

$$I = 3342.08 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.01484}{0.000334208} = 44.4 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 44.4 \times 0.0934 = 4.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues

III.2.4.2 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u \leq \tau_u = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16170}{120 \times 180} = 0.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4.3 verification de influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- 1) Appuis de rives :

✚ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_a \geq \frac{V_u^{\max} \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{20148}{400 \cdot 100} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad A_a = 1.30 \text{ cm}^2 > 0.5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la compression du béton :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \frac{f_c}{\gamma_b} \cdot b \cdot a$$

a = 0,9d = 16,2 cm

0,4 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 120 \cdot 162 = 129,6 KN > V_u^{\max} = 16.17 KNcondition satisfaite

2) Appuis intermédiaire :

🚧 Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{100 \times 400} \left(16170 + \frac{-14840}{0,162} \right)$$

A_s = 4.52 ≥ -2.17Condition vérifiée.

III.2.4.4 Diameter des armatures transversals :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L^{\min} \right).$$

Avec ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

ϕ_L^{\min} : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} = 5.71 ; \frac{120}{10} = 12 ; 12 mm \right) = 5.71 mm.$$

En prende: $\phi_t = 6mm$,avec un acier FeE235 Soit 2 $\phi_6 = 0,57cm^2$

III.2.4.5 L'espacement des armatures transversales:

K = 1 : en flexion simple.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_y \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 72.799cm$$

$$\delta_{t1} \leq 72.799cm \Rightarrow \delta_{t1} = 70cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \times d, 40cm) = 16.2cm ; \quad \delta_{t2} = 16cm$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \rho_{tmax} = \frac{1}{f_e} \max \left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa \right) = \frac{1}{f_e} \frac{\tau_u}{2} MPa$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times 12} = 27.91cm \Rightarrow \delta_{t3} = 27cm$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 16cm$$

	Armature tendue		Armature comprimée		Armature transversale
Plancher étage Courant	2T14	3.08 (cm ²)	3T14	4.62 (cm ²)	2Φ6 espace 10/16
Plancher terrasse accessible	2T14	3.08 (cm ²)	3T14	4.62 (cm ²)	2Φ6 espace 10/16

III.2.4.6 Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes:

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t_service}}{M_{0_service}}$
- c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

l: portée de la travée entre nus d'appuis

h: hauteur totale de la section droite

d: hauteur utile de la section droite

b₀: largeur de la nervure

M_t: moment fléchissant maximal en travée

M₀: moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

f_e: limite élastique en Mpa

➤ **Vérification des conditions :**

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{543} = 0,037 < 0,062 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t_service}}{M_{0_service}} \Rightarrow \frac{1}{10} \times \frac{6.02}{21.99} = 0,027 < 0,054 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{5.43}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,0109 < 0,0136 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3 Etude des dalles pleines (sous –sol):

III.3.1 Introduction:

les dalles sont des éléments rectangulaires de dimension Lx et Ly appuyés sur 2,3 ou côtés.

Nous désignerons par Lx la plus petite dimension de la dalle et Ly la plus grande.

Pour le calcul des dalles, nous distingueront deux cas :

- dalle portant sur deux (02) sens si: 0.4 < Lx / Ly < 1 et la dalle est uniformément
- dalle ne portant que dans un (01) seul sens si Lx / Ly < 0.4

III.3.2 Définition:

La dalle pleine du plancher de sous -sol a une épaisseur de 25 cm, une charge permanente de 7.62 kN/m² et une charge d'exploitation de 5kN/m²

III.3.3 Méthode de calcul :

Le calcul est mené sur une bande de 1m de largeur perpendiculaire aux lignes d'appuis à l'E.L.U.R et l'E.L.S à la manière d'une poutre.

Nous prenons le grand panneau pour le calcul.

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle pleine :

Les moments sont donnés par les formules :

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{510}{543} = 0.94 \quad 0.4 \leq p \leq 1 \quad \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs : $\mu_x = 0.0419$; $\mu_y = 0.8661$

Poids propre de la dalle : $G=7.62\text{KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.62 + 1.5 \times 5 = 17.79\text{KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_0^2 = 0.419 \times 17.79 \times 5.1^2 = 193.85\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8661 \times 193.85 = 167.89\text{KN.m}$$

Tableau III-2 : ferrailage de planche

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

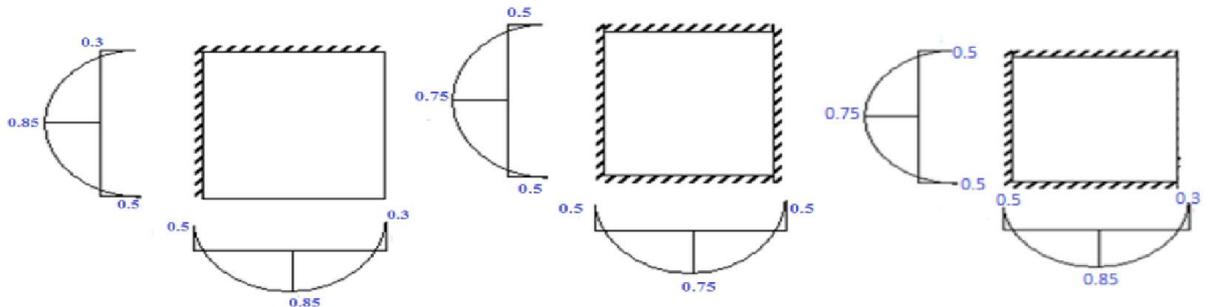


Figure III.4 Schéma statique des différents types de panneaux de dalle

$$M_{t1} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 193.85 = 164.77\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 193.85 = 145.39\text{KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 193.85 = -58.16\text{KN.m}$$

III.3.4 Ferrailage de la dalle :

1) Dans sens x-x

- En travée :

$$M_{ut1} = 164.77\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{164.77 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.229$$

$$.a=0.33 \rightarrow B=0.87$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{164.77 \times 10^3}{0.87 \times 22.5 \times 348} = 24.19\text{cm}^2$$

Soit 5T25 $A=24.54\text{cm}^2$

Avec : un espacement $St= 25\text{cm/ml}$

$M_{ut2} = 145.39\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{145.39 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.202$$

$.a=0.29 \rightarrow B=0.89$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{145.39 \times 10^3}{0.89 \times 22.5 \times 348} = 20.96\text{cm}^2$$

Soit 7T20 $A=21.99\text{cm}^2$

Avec : un espacement $St= 25\text{cm/ml}$

- En appuis :

$M_{ua} = -58.16\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{58.16 \times 10^3}{100 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.025$$

$.a=0.032 \rightarrow B=0.0.98$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{58.16 \times 10^3}{0.87 \times 40.5 \times 348} = 4.18\text{cm}^2$$

Soit 4T12 $A=4.52\text{cm}^2$

Avec : un espacement $St= 25\text{cm/ml}$

2) Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :

- En travée :

$A_u = 24.19\text{cm}^2$ 5T25 $A=24.54\text{cm}^2$

Avec : un espacement $St= 25\text{cm/ml}$

- En appuis

$A_u = 7.02\text{cm}^2$ Soit 4T16 $A=8.04\text{cm}^2$

Avec : un espacement $St= 25\text{cm/ml}$

III.3.5 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99)

Sens x-x : 5T25 $A=24.54\text{cm}^2$

$$P_u = \frac{A_s}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec } P_0 : \text{le rapport du volume des aciers à celui du béton.}$$

$P_0 = 0.8\%$ (HA de classe FeE400)

$$A_s \geq \frac{1}{2} \times b \times h \times P_0 \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1}{2} \times 100 \times 25 \times 0.0008 \times (3 - 0.94) = 0.021\text{cm}^2$$

$A_s = A_{min} = 0.021 < 24.19\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Sens y-y : 5T25 $A=24.54\text{cm}^2$

$$P_u = \frac{A_s}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_y}{L_x} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1}{2} \times b \times h \times P_0 \times \left(3 - \frac{L_y}{L_x}\right)$$

$$A_s \geq \frac{1}{2} \times 100 \times 25 \times 0.0008 \times (3 - 1.06) = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{min} = 0.021 < 24.19 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 BAEL99) :

Sens principal :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 50 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$ Condition vérifiée.

Sens perpendiculaire :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$Condition vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28} ; 5) = 3.25 \text{ MPa}$$

τ_u : *contrainte de cisaillement*

$$V_x = \frac{Pl_x l_y}{2l_y + l_x} = 3.15 \tau_u = 0.0014 \text{ c.v}$$

$$V_y = \frac{Pl_y l_x}{3l_y} = 3.02 \tau_u = 0.0013 \quad \text{c.v}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrillé les planchers à corps-creux et la dalle pleine pour les deux structures (sans voile et avec voile). Nous présentons dans le 5^{ème} étude sismique.

CHAPITRE IV :
ETUDE DES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

IV. ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1 Balcons (dalle pleine) :

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

IV.1.1 Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule

$$e_b \geq \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12$$

On prend ; $e_b=15$ avec e_b : Épaisseur du balcon

IV.1.2 Descente de charge :

Tableau IV.1. Charge permanente

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Le poids surfacique
Dalle pleine	0.13	25	3.25
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	22	0.44
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
G_{balcon}			=4.49KN/m ²

La surcharge Q balcon =3,5 KN/m2

IV.1.3 Firrailage en ELU:

$$P_u=1.35G+1.5Q=11.31 \text{ KN/m}^2=1.13\text{t/ m}^2$$

$$M_u = (P_u \cdot L^2)/2 = 0.81 \text{ t.m}$$

$$P_{\text{ser}} = G + Q = 0.45+0.35 = 0.8 \text{ t/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = (P_{\text{ser}} \cdot L^2)/2 = 0.58 \text{ t.m}$$

$$\rho_m = M_u/M_{\text{ser}} = 0.8/0.58 = 1.38 \quad \Rightarrow \mu_c = 0.299 , \alpha_c = 0.457$$

$$\mu = 0.81 / [(0.9 \times 0.15)^2 \times 14.2 \times 10^2] = 0.032 \quad \Rightarrow \mu < \mu_c \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = [1 - (1 - 2\mu)^{1/2}] * 1.25 \quad \Rightarrow \alpha = 0.04$$

$$B = (1 - 0.4\alpha) = 0.984 \text{ m}$$

$$A_s = 1.85 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 3\text{HA}14 (A_s = 4.62\text{cm}^2)$$

ELS:

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

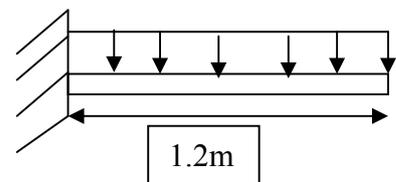


Figure IV 1: schéma statique de balcons

IV.2 L'acrotère:

IV.2.1 Definition :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse (accessible). Elle est

soumise à son poids propre et à un moment engendré par une force horizontale.
 Dans notre construction on a un seul type d'acrotère.

IV.2.2 La détermination des paramètres de l'acrotère:

- **La détermination de l'angle α :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{4}{10} = 0,4 \rightarrow \alpha = 21,8^\circ$$

- **Le calcul du périmètre:**

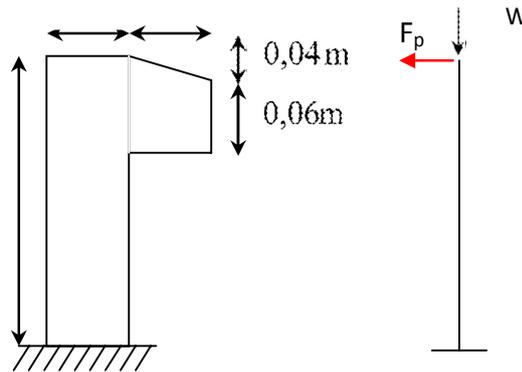


Schéma statique d'un acrotère

$$\text{Périmètre} = 1,3 + 0,1 + 0,1 + 0,1 + 0,06 + 0,1 + 0,04/\sin \alpha = 1,87 \text{ m}$$

Le calcul de la surface :

$$s = 0,1 \times 1,3 + 0,06 \times 0,1 + \frac{1}{2} (0,04 \times 0,1) = 0,138 \text{ m}^2$$

IV.2.3 Evaluation des charges :

Le poids propre :

$$G1 = S \times \gamma b = 0,078 \times 25 = 1,95 \text{ kN/ml}$$

Enduit en ciment (e=2cm) :

$$G2 = 20 \times 0,02 \times 1,268 = 0,507 \text{ kN/ml}$$

$$Wp = G1 + G2 = 2,457 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la force horizontale (Formule 6-3) RPA99 :**

$$Fp = 4 \cdot A \cdot Cp \cdot Wp$$

A: coefficient d'accélération de zone

$$A = 0,3 \text{ «zone III»}$$

Cp: facteur de force horizontale

$$Cp = 0,8 \text{ (élément en console)}$$

Wp = poids des éléments considérés

$$Fp = 4,03 \text{ kN} > 1 \text{ kN}$$

Le calcul se fait à la flexion composée pour une fissuration préjudiciable.

IV.2.3.1 Calcul à l'état limite ultime :

Calcul des sollicitations

$$N_u = 1.35 W_p = 5,67 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot h = 7,86 \text{ kN.m}$$

Excentricité du premier ordre

$$e_a = \max \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{250} \right. e_a = 2 c m e_1 = e_a + \frac{M_u}{N_u} = 1.4$$

➤ **Sollicitations corrigées pour le flambement** Puisque $N_u > 0$

Elancement géométrique

$$l_f = 2L_0 = 2,6 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,6}{0,10} = 26 < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) = 280$$

Donc le calcul sera ramené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second degré.

➤ Excentricité du second ordre

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{W_p}{W_p + F_p} = \frac{4,198}{4,198 + 4,03} = 0.51$$

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

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ : Généralement égale à 2).

h: La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$)

$$e_2 = 3 \times 2,6^2 \times \frac{(2 + 0,51 \times 2) \times 0,51}{10^4 \times 0,1} = 0,033$$

➤ **Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée**

$$N_u = 5,67 \text{ kN}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 1,4 + 0,033 = 1,433 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e_0 = 8,12 \text{ kN.m}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,433 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,46 \text{ m}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 8,28 \text{ kN.m}$$

IV.2.3.2 Calcul à l'état limite de service:

➤ Calcul des sollicitations

$$N_{ser} = W_p = 4,198$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 4,03 \times 1,3 = 5,239 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 1.27m$$

➤ Sollicitations ramenées au centre de gravité des acier tendus

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,3m$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A = 5,46kN.M$$

1) ELU ;

Tableau IV.2 :calcul de ferrailage

M (KN.m)	U	A	B	A (cm2/ml)	Amin (cm2/ml)	As (cm2/ml)	Le choix	Ar (cm2/ml)	Le choix
8.28	0.09	0.118	0.952	2.77	1,087	2,77	5T10/ml	0,995	5T8/ml

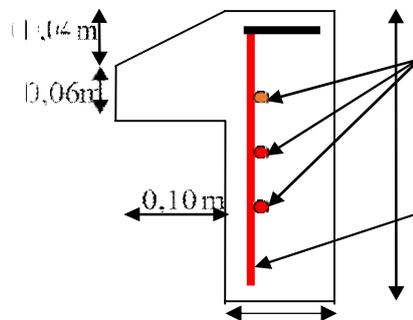


Figure.IV.3 :Ferrailage de l'acrotère

2) ELS

TableauIV.3. Vérification de l'effort tranchant et des contraintes

Vérification des contraintes(Mpa)				Vérification de l'effort tranchant (Mpa)	
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + f_{c28}/100$		$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$		$\tau \leq \tau_{lim}$	
α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = M_u/M_s$	$\sigma_{st} = n \frac{N_s(d - y)}{s}$	$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}} \right)$	$\tau = T_{max}/b.d.$	$\tau_{lim} = 0.07 \cdot f_{c28}/\gamma_b$
0.077	0.51	96	200	0.0447	1.16
0.077 ≤ 0.51		96 ≤ 200		0.0447 ≤ 1.16	
Condition vérifiée		Condition vérifiée		Condition vérifiée	

IV.3 Escalier:

IV.3.1 Définition et terminologies :

En matière d'escalier, l'usage d'un vocabulaire spécifique relatif aux divers composants rend nécessaire la définition préalable des différents termes utilisés.

Dans ce qui suit sont rassemblées les principales définitions permettant de comprendre convenablement les développements ultérieurs.

Escalier : élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre, il se compose d'un certain nombre de marches.

On appelle:

- Emmarchement : la longueur utile de marche.
- Giron : la largeur de la Marche prise sur la ligne de foulée.
- Hauteur <H> : La hauteur d'une marche (de nez à nez)
- Mur d'échiffre : le mur qui limite les escaliers, il peut servir d'appui à la paillasse.
- Paillasse : le plafond qui monte sous les marches
- La Cage : le volume circonscrit à l'escalier.
- Jour : espace laissé au milieu de projection horizontale de l'escalier, peut être nul.
- Collet : le bord limitant l'escalier du côté jour (largeur de la marche).
- Ligne de foulée : courbe décrite par une personne gravissant l'escalier (tracée à 0.5m du Jour)
- Echappé : hauteur libre verticale au-dessus de l'arrête au nez d'une marche (2m au minimum).
- Volée : une suite ininterrompue de marche d'un palier à un autre. (minimal = 3 marches).
- Palier : la partie horizontale entre deux volées

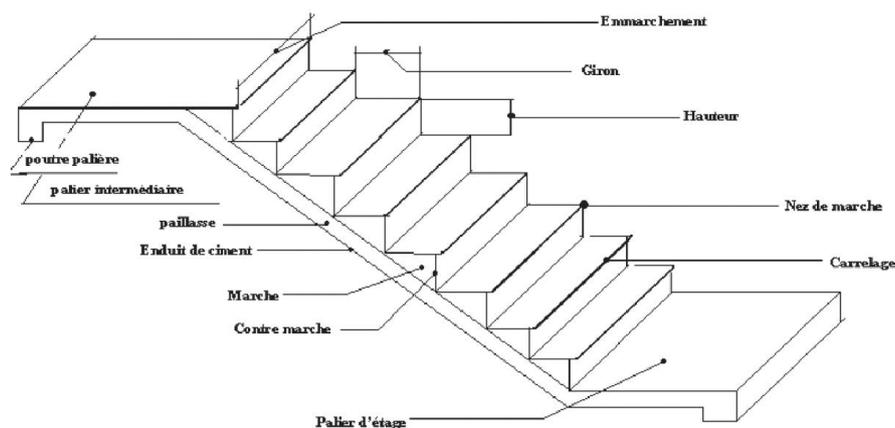


Figure.IV.4 ; d'élément escalier

IV.3.2 Type des escaliers en béton :

- Escaliers droits
- Escaliers balancés
- Escalier circulaires

- Echelle de meunier

IV.3.3 dimensionnement :

Il y a deux escalier défirent

- 1) 1^{ere} escalier ;

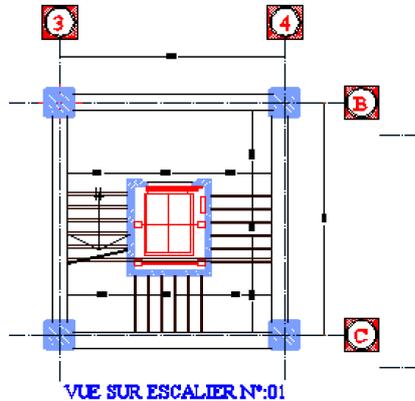


Figure.IV.5 ;vue sur escalier N° :01

Les calculs :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 < (g+2h) < 66.$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

On a prend g=30cm et h=17cm

$$30+2*17=64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \quad \text{condition vérifié}$$

- On a un escalier constitué à trois volés :(volée1, volée2 et volée3)
- Nombre de contre marche ;

$$\frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

H : Hauteur de volée

$$18/3=6 \quad 6 \text{ contre marche dans chaque volée}$$

- Nombre de marche ;

$$n (\text{marche})=n (\text{contre marche}) -1 = 6-1=5 \text{ marche}$$

- Hauteur de volée ;

$$\text{On a nombre de contre marche } =H/h \leftrightarrow H=n (\text{contre marche}) * h=6*17=1.02\text{m}$$

- Emmarchement ;

L'embranchement est aussi très variable selon le caractère de l'escalier :

1.2à1.5m pour un escalier bâtiment collectif.

On choisit E=1.30m

- L'Epaisseur :

L'escalier est une dalle pleine Son épaisseur doit être comprise dans la fourchette suivante :

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

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.5^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_{inc}} = 0.87$$

L_{inc} : Longueur incline de volée

L : longueur horizontale de volée

$$L_{inc} = \frac{L}{0.87} = \frac{1.5}{0.87} = 1.7m$$

$$L_{tot} = 1.97 + 1.7 = 3.67$$

L_{tot} : longueur total (volée + palier)

$$\frac{367}{30} \leq e \leq \frac{367}{20}$$

$$12.2 \leq e \leq 18.35$$

On prend e (paillasse et palier)=15 cm

2) 2^{eme} escalier ;

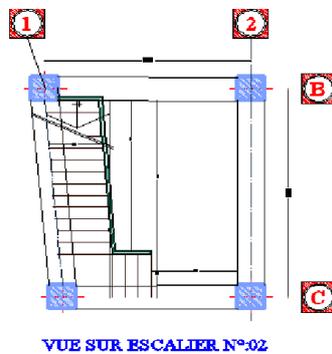


Figure.IV.6 : vue sur escalierN°02

Les calculs :

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

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

On a prend g=30cm et h=17cm

$$30+2*17=64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \quad \text{condition vérifié}$$

- On a un escalier constitué à deux volets :(volée1, volée2)

a) -Volée1 :

- Nombre de marche ;

$$\frac{L}{g} = \frac{390}{30} = 13 \text{ marche}$$

L : longueur de volée

- Nombre de contre marche ;

$$n \text{ (contre marche)} = n \text{ (marche)} + 1 = 13+1=14 \text{ marche}$$

- Hauteur de volée ;

On a nombre de contre marche =H/h ↔ H=n (contre marche) * h=14*17=2.38m

b) volée2 ;

- Nombre de marche ;

$$\frac{L}{g} = \frac{90}{30} = 3 \text{ marche}$$

L : longueur de volée

- Nombre de contre marche ;

n (contre marche) =n (marche) +1 = 3+1=4 contre marche

- Hauteur de volée ;

On a nombre de contre marche =H/h ↔ H=n (contre marche) * h=4*17=0.68m

- Emmarchement ;

L'embranchement est aussi très variable selon le caractère de l'escalier :

1.2à1.5m pour un escalier bâtiment collectif.

On choisit E=1.20m

- L'Epaisseur :

L'escalier est une dalle pleine Son épaisseur doit être comprise dans la fourchette suivante :

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

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.5^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_{inc}} = 0.87$$

L_{inc}: Longueur incline de volée

L : longueur horizontale de volée

$$L_{inc} = \frac{L}{0.87} = \frac{3.9}{0.98} = 4.48\text{m}$$

$$L_{tot} = 4.48 + 1.10 = 5.58$$

L_{tot} : longueur total (volée + palier)

$$\frac{558}{30} \leq e \leq \frac{558}{20}$$

$$18.6 \leq e \leq 27.9$$

On prend e (paillasse et palier) =20 cm

IV.3.4 Calcul de ferrailage

1) 1^{er} escalier :

Descente de charge :

➤ Palier :

TableauIV.4 : descente de charge (palier)

Matériaux	Epaisseur (cm)	-d (kN/m ²)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36

Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit ciment	1	18	0.18

Charge permanent ; $G= 5.13\text{kN/m}^2$

Charge exploitation ; $Q= 2.50 \text{ kN/m}^2$

➤ Paillasse :

Tableau.IV.5 : descente de charge (paillasse)

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m2)	G (kN/m2)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Revêtement vertical			$0.84*17/30=0.48$
Marche	17	22	$22*0.17/2=1.87$
Dalle en BA	15	25	$(25*0.15)/\cos 29.5=4.3$
Enduit ciment	1	18	$0.18/\cos 29.5=0.21$

$G=7.7 \text{ kN/m}^2$

$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$

IV.3.4.1 Combinaison des charges :

A l'état limite ultime : $q_u = 1.3G + 1.5 Q$

A 'état limite service : $q_s = G + Q$

Tableaux.IV.6. Combinaison des charges de l'escalier

	G(Kn/m2)	Q(kn/m2)	Gu(Kn)	Qs(Kn)
Palier	5.13	2.5	10.675	7.63
Paillasse	7.7	2.5	14.145	10.2

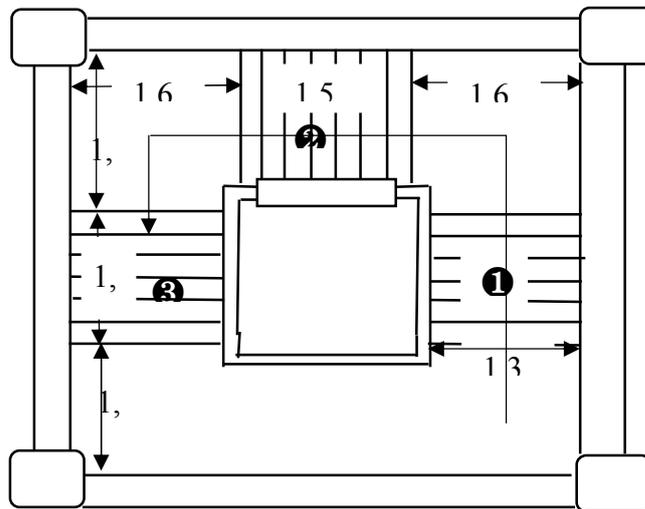


Figure.IV.7 :Schéma d'escalier

- On a trois volée deux volée 1 et 3 sémitique mémé schéma et 2 déférente.

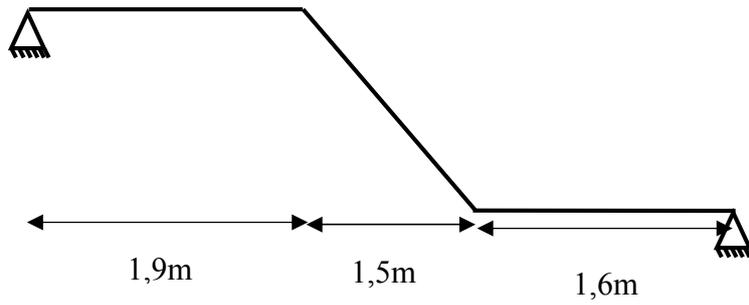


Figure IV.8 : Schéma d'escalier (Volée 1 et 3)

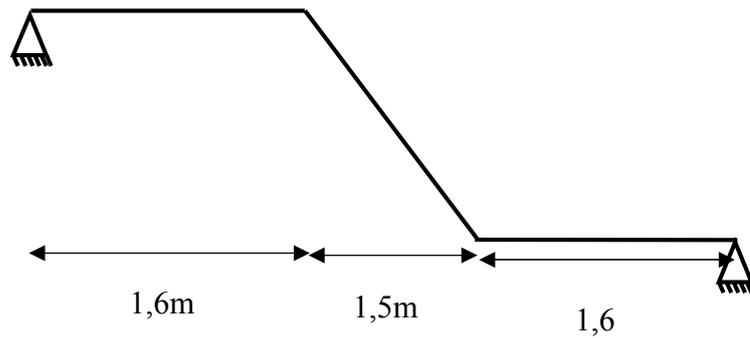


Figure IV.9 : Schéma d'escalier (Volée 2)

IV.3.4.2 Calcul de ferrailage :

- Volée 1 et 3 :

ELU :

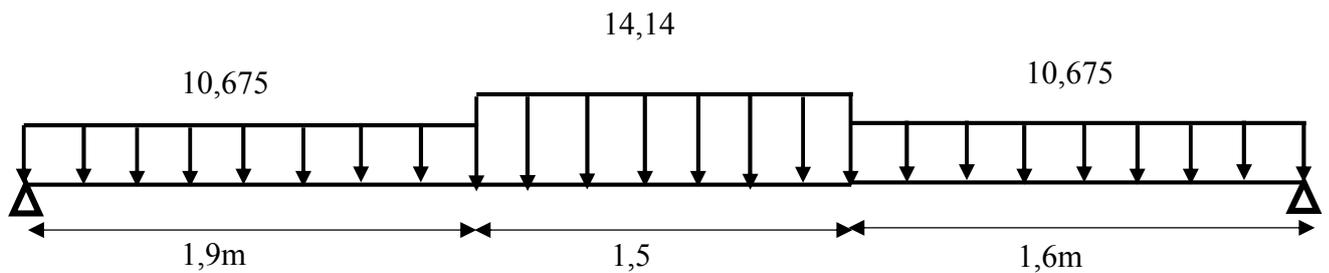


Figure IV.10 : Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 1 et 3)

$$\sum M/b = 0 : -1.6 \times 10.675 - 0.75 \times 14.145 + R_a \times 2.35 = 0$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant maximums :

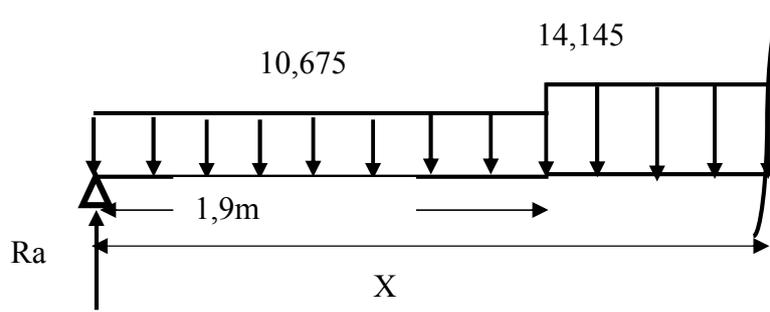


Figure.IV.11 la coupe de schéma statique

Tableau.IV.7 : l'effort tranchant et le moment fléchissant maximaux

Ra(KN)	X(m)	ELU				ELS			
		T(KN)	M(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
27.69	2.35	27.69	34.62	29.43	13.85	19.875	24.875	21.144	9.95

- Calcul d'une section rectangulaire (15×100) cm² à la flexion

Tableau.IV.8 : calcul de ferrailage

	Vérification des contraintes $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$		Vérification de l'effort tranchant $\tau \leq \tau_{lim}$	
	α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = M_u/M_s$	$\tau = T_{max}/b.d$	$\tau_{lim} = 0.07 \times f_{c28}/\gamma_b$
En travée	0.152	0.44	0.197	1.16
	0.152 ≤ 0.44 → Condition vérifiée		0.197 ≤ 1.16 → Condition vérifiée	
En appui	0.069	0.44		
	0.069 ≤ 0.34 → Condition vérifiée			

➤ Volée2 :

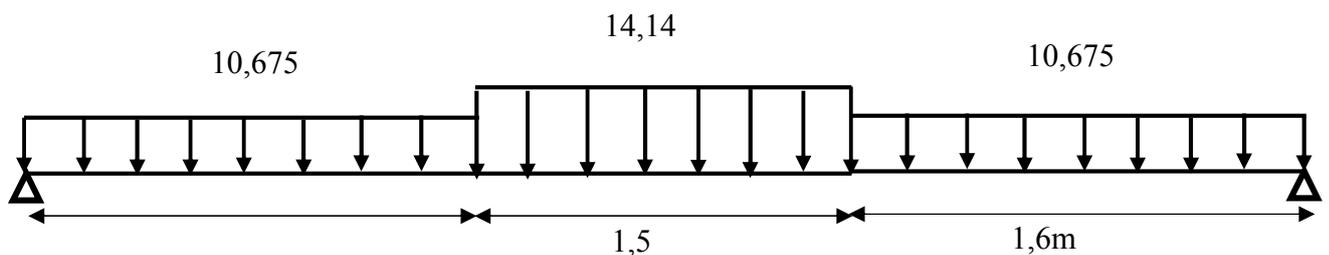


Figure.IV.12: Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée2)

➤ ELU :

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant maximaux :

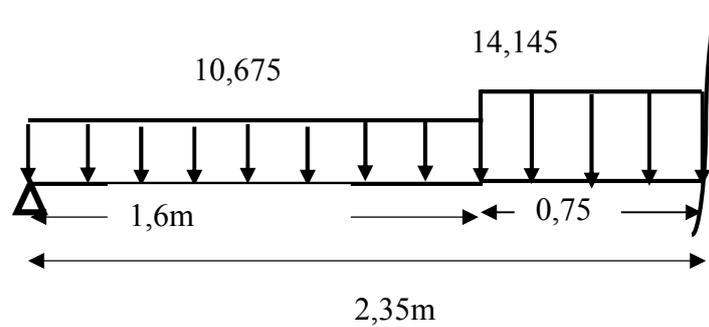


Figure.IV.10 la coupe de schéma statique

Tableau.IV.9 : l'effort tranchant et le moment fléchissant maximaux

Ra(KN)	X(m)	ELU				ELS			
		T(KN)	M(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
29.132	2.525	29.132	38.868	33.038	15.547	23.373	31.34	26.63	10.65

- Calcul d'une section rectangulaire (15×100) cm² à la flexion

Tableau.IV.11 : calcul de ferrailage

	M (KN.m)	U	α	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _s (cm ² /ml)	Le choix	Ar (cm ² /ml)	Le choix
Travée	33.038	0.12	0.17	0.93	7.55	1.63	7.55	7T12/ml	1.98	7T6/ml
Appui	15.547	0.06	0.07	0.96	3.42	1.63	3.42	4T12/ml	1.13	4T6/ml

➤ ELS :

Tableau.IV.12 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes

	Vérification de l'effort tranchant $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$		Vérification des contraintes $\tau \leq \tau_{lim}$	
En travée	α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = M_u/M_s$	$\tau = T_{max}/b.d$	$\tau_{lim} = 0.07 \cdot f_{c28}/\gamma b$
	0.172	0.34	0.197	1.16
	0.172 ≤ 0.34 → Condition vérifiée		0.197 ≤ 1.16 → Condition vérifiée	
En appui	0.077	0.34		
	0.077 ≤ 0.34 → Condition vérifiée			

IV.3.5 Etude de la Poutre palier :

IV.3.5.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est : L=1.6m

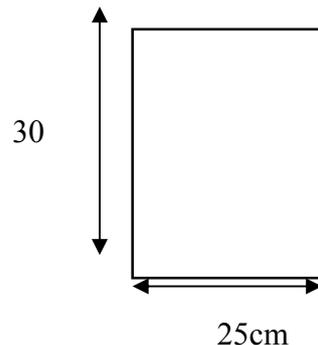


Figure.IV.14 : coupe de poutre palie

- $L / 15 \leq h \leq L / 10$
- $160 / 15 \leq h \leq 160 / 10$
- $10.67\text{cm} \leq h \leq 16\text{cm}$
- On prend $h = 15 \text{ cm}$
- $0,4h \leq b \leq 0.8h$
- $0,4 \times 15 \leq b \leq 0.8 \times 15$
- $6\text{cm} \leq b \leq 12\text{cm}$
- On prend $b=10\text{cm}$

IV.3.5.2 Vérification des conditions de l’RPA99/version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ cnv → donc $b=25\text{cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$ cnv → donc $h=30 \text{ cm}$
- $h / b = 1.2 \leq 4$ cv

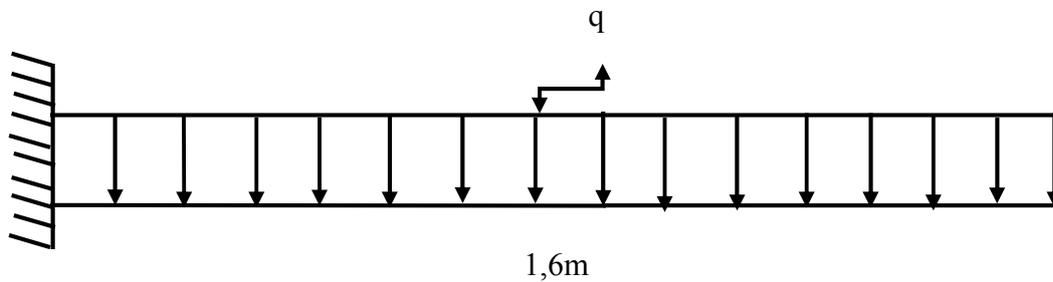


Figure.IV.15 : Schéma statique d’évaluation des sollicitations poutre palier de poutre palier

Les moments d’encastrement :

Son poids propre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \text{ kN/ml}$

➤ ELU:

$$q_u = 1.35 \times G_p + R = 31.66 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = q_u \times L^2 / 2 = 40.52 \text{ kN.m}$$

➤ ELS:

$$q_s = G_{\text{total}} + R = 31 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = q_s \times L^2 / 2 = 39.68 \text{ kN.m}$$

- Calcul d’une section rectangulaire (25x30) cm² à la flexion simple

Tableau.IV.13 : calcul de ferrailage

M(KN.m)	U	A	B	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _s (cm ² /ml)	Le choix	A _r (cm ² /ml)	Le choix
40.52	0.156	0.214	0.914	4.72	0.815	4.72	4T14/ml	1.537	4T8/ml

Tableau.IV.14 : vérification de l’effort tranchant et des contraintes

Vérification des contraintes	Vérification de l’effort tranchant
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\tau \leq \tau_{lim}$

En travée	α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = M_u/M_s$	$\tau = T_{max}/b.d$	$\tau_{lim} = 0.07 \cdot f_{c28}/\gamma b$
	0.214	0.26	0.75	1.16
	0.214 ≤ 0.26 → Condition vérifiée		0.75 ≤ 1.16 → Condition vérifiée	

2) 2^{ème} escalier :

a) Descente de charge :

Tableau.IV.15 : descente de charge (palier)

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m ²)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	20	25	5
Enduit ciment	1	18	0.18

G= 6.38kN/m²

Q= 2.5 kN/m²

Tableau.IV.16 : descente de charge (paillasse)

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m ²)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Revêtement vertical			0.84*17/30=0.48
Marche	17	22	22*0.17/2=1.87
Dalle en BA	20	25	(25*0.20)/cos29.5=5.7
Enduit ciment	1	18	0.18/cos29.5=0.21

G=9.15 kN/m²

Q=2.5 kN/m²

b) Combinaison des charges :

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite service : $q_s = G + Q$

Tableaux.IV.17 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Gu (kN)	Qs (kN)
Palier	6.38	2.5	12.363	8.88
Paillasse	9.15	2.5	16.102	11.65

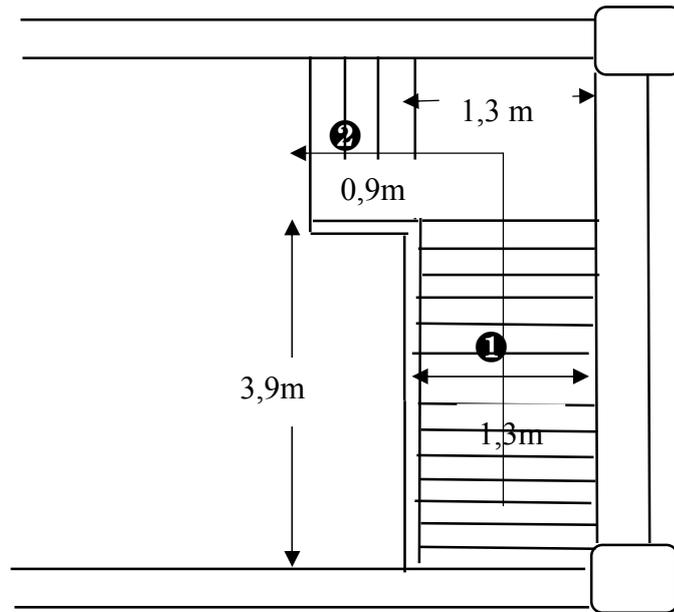


Figure.IV.16 : Schéma de 2^{ème} escalier

IV.3.5.3 Calcul de ferrailage :

On a volée 1 grand importance (plus grand dimensionnement) que volée 2

a) Volée 1 :

➤ ELU :

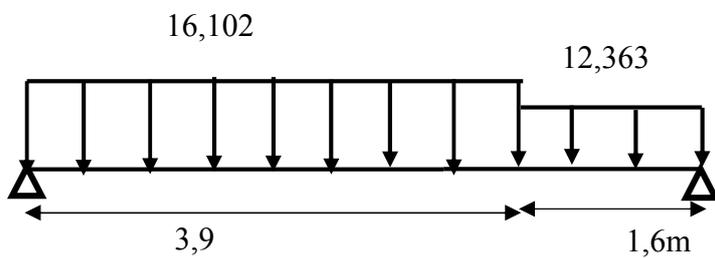


Figure.IV.17 : Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 1)

- Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant maximums :

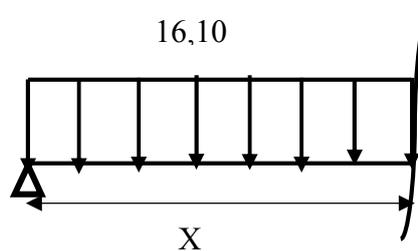


Figure.IV.18 la coupe de schéma statique

Tableau.IV.18 : l'effort tranchant et le moment fléchissant maximums

Ra(kN)	X(m)	ELU				ELS			
		T(kN)	M(kN.m)	Mt(kN.m)	Ma(kN.m)	T(kN)	M(KN.m)	Mt(kN.m)	Ma(kN.m)
41.31	1.044	41.31	50.067	45.107	21.23	29.316	36.88	31.35	14.75

- Calcul d'une section rectangulaire (20×100) cm² à la flexion.

Tableau.IV.19 : calcul de ferrailage

	M(KN.m)	U	A	β	A(cm ² /m)	Amin (cm ² /ml)	Le choix	As (cm ² /m)	Ar (cm ² /m)	Le choix
Travée	45.107	0.17 4	0.24	0.90 3	10.63	2.17	7T14/m 1	10.63	2.69	4T10/ ml
Appui	21.23	0.08	0.10 7	0.95 7	4.72	2.17	4T14/m 1	4.72	1.54	4T10/ ml

➤ ELS

Tableau.IV.20 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes

	Vérification des contraintes $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$		Vérification de l'effort tranchant $\tau \leq \tau_{lim}$	
En travée	α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\tau = T_{max}/b.d.$	$\tau_{lim} = 0.07 \cdot f_{c28}/\gamma_b$
	0.24	0.47	0.306	1.16
En appui	0.107	0.47	0.306 ≤ 1.16 → Condition vérifiée	
	0.107 ≤ 0.47 → Condition vérifiée			

b.) Volée 2 :

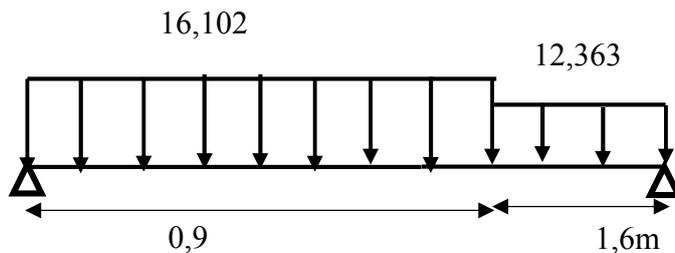


Figure.IV.19 : Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 2)

➤ ELU :

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant maximaux :

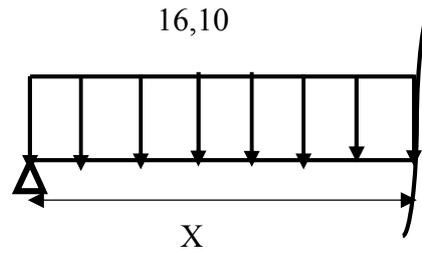


Figure.IV.20 la coupe de schéma statique

Tableau.IV.21 : l'effort tranchant et le moment fléchissant maximaux

Ra(KN)	X(m)	ELU				ELS			
		T(KN)	M(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
16.276	1.044	16.276	8.26	7.021	3.304	11.75	5.95	5.055	2.38

- Calcul d'une section rectangulaire (20×100) cm² à la flexion.

Tableau.IV.22 : calcul de ferrailage

	M (kN.m)	U	A	β	A (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	As (cm ² /ml)	Le choix	Ar (cm ² /ml)	Le choix
Travée	7.021	0.027	0.034	0.986	1.5	2.17	2.17	4T10/ml	0.785	4T6/ml

➤ ELS :

Tableau.IV.23 : vérification de l'effort tranchant et des contraintes

	Vérification des contraintes		Vérification de l'effort tranchant	
	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$		$\tau \leq \tau_{lim}$	
En travée	α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = M_u/M_s$	$\tau = T_{max}/b.d.$	$\tau_{lim} = 0.07 \cdot f_{c28}/\gamma_b$
	0.034	0.44	0.087	1.16
	0.034 ≤ 0.44 → Condition vérifiée		0.087 ≤ 1.16 → Condition vérifiée	

IV.4 Etude l'ascenseur:

IV.4.1 Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

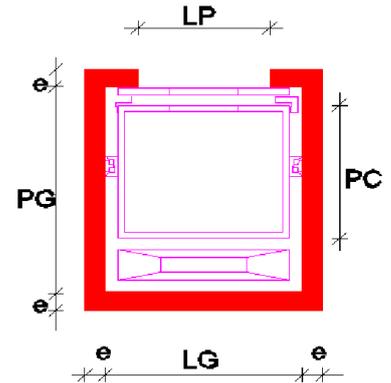
Le contre poids.

IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

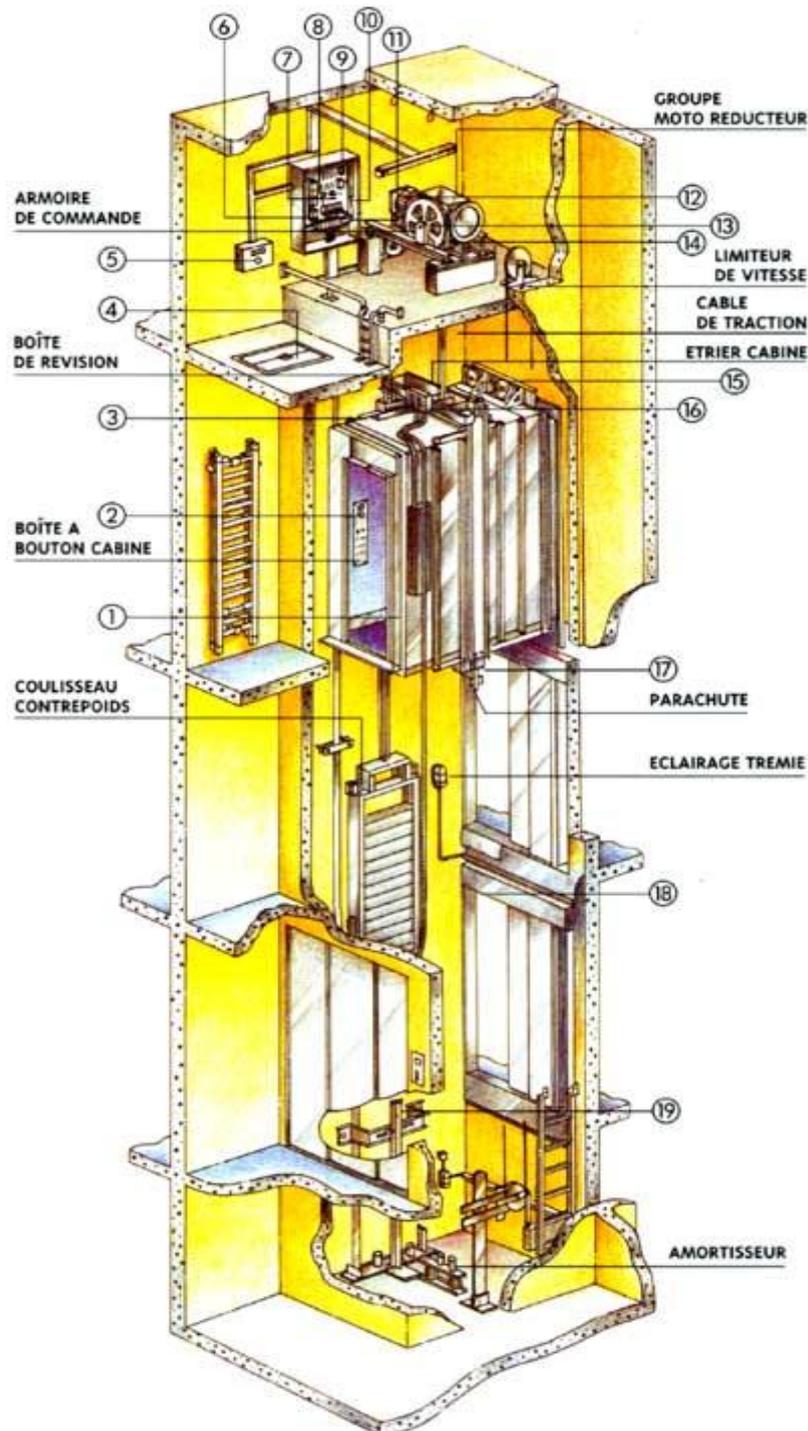
-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.10\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.40\text{m}$
-Largeur de la gaine : $L_G = 1.90\text{m}$	
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 2.00\text{m}$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80\text{m}$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
-Epaisseur de voile :	$e = 15\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 31.56\text{ m}$



FigureIV.21: Dimensions de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.



FigureIV.22 : Ascenseur électrique

IV.4.3 Descente de charges :

a. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

b. Charges permanentes :

1. **Masse de la cabine:** est composé de la somme des masses suivantes :

- **Masse des côtés :**

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2 :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.10 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.58 = 108.54 \text{ daN}$$

➤ Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8 \text{ daN}$$

• Masse du toit :

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ daN}$$

➤ Massedel'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 \text{ daN}$$

➤ Masse de La porte de la cabine :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

➤ Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

➤ Masse des accessoires :

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

➤ Masse des poulies de mouflage :

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733.14 \text{ daN}$$

2. Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 1033.14 \text{ daN}$$

3. Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

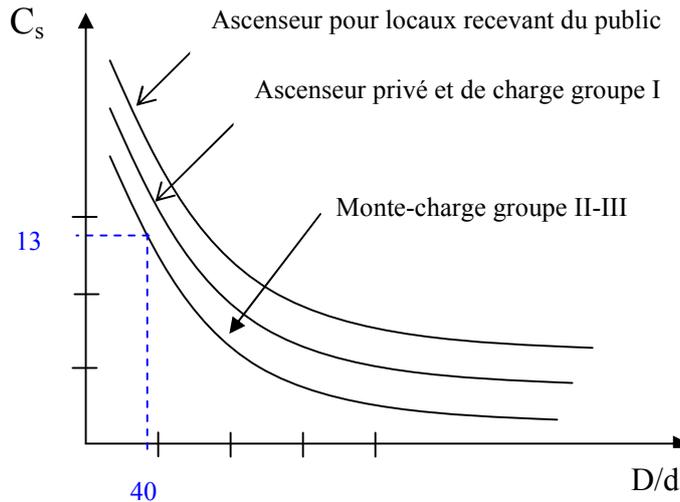


Figure IV.23 : Abaque de détermination de suspentes.

- D : diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800 mm
- d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733.14) \quad C_r = 17330.82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17330.82}{0.85} = 20389.20 \text{ daN}$$

C_m égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :$$

Tableau IV.24 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{20389.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{mm}$

En tableur $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 31.56\text{m}$.

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 31.56 = 32.5 \text{ daN.}$$

4. Masse du treuil :

$$M_g = 1200\text{daN}$$

Résumé :

Poids mort = 733.14 daN

Masse du câble = 32.5 daN

Masse du contre poids = 1033.14 daN

Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$G = 2998.78\text{daN}$

IV.4.4 Combinaisons fondamentales :

1) Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2998.78 + 1.5 \times 600 = 4948.35 \text{ daN.}$$

2) Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 2998.78 + 600 = 3598.78 \text{ daN.}$$

IV.4.5 Etude du plancher :

IV.4.5.1 Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^a = 1236.73\text{daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^a = 899.43 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: les armatures transversales ne sont pas nécessaire}$$

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U, V : représentent les côtes du rectangle ($U // L_x$ et $V // L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

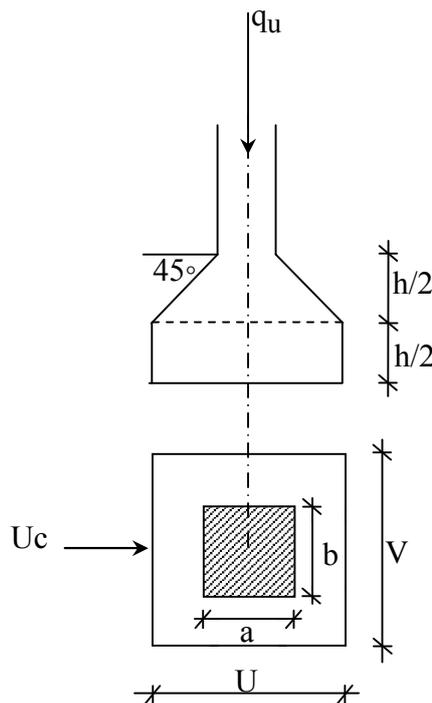


Figure.IV.24 : Schéma de la surface d'impact

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12367.3 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

IV.4.5.2 Calculi des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et}$$

$$M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1).$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M₁, M₂ : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

1) Etat limite de ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

2) Etat limite de service (E.L.S.):

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1236.73}{0.25^2} = 19787.68 \text{ daN/m}^2 \text{ et}$$

$$Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{899.43}{0.25^2} = 14390.88 \text{ daN/m}^2.$$

IV.4.5.3 Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

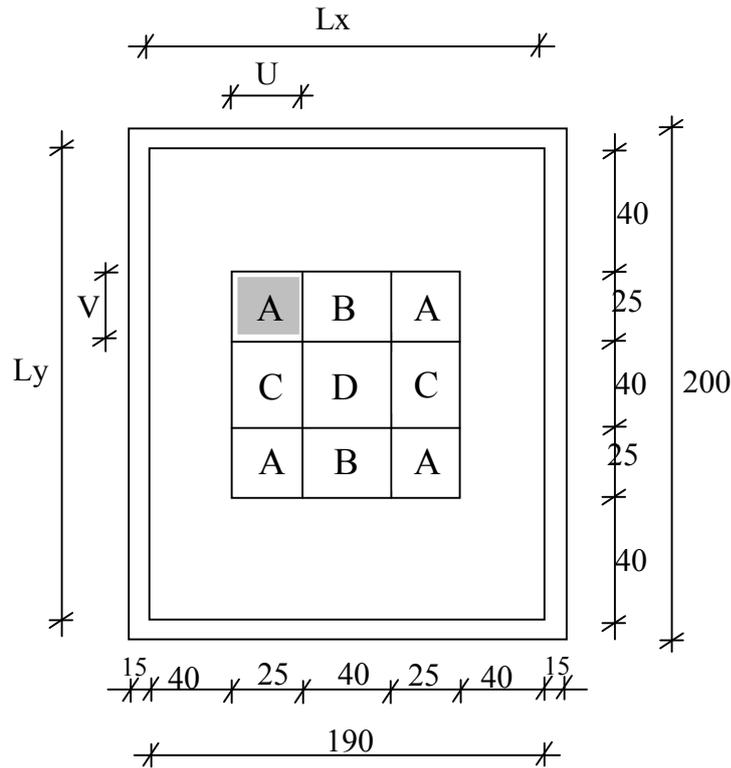


Figure.IV.25 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

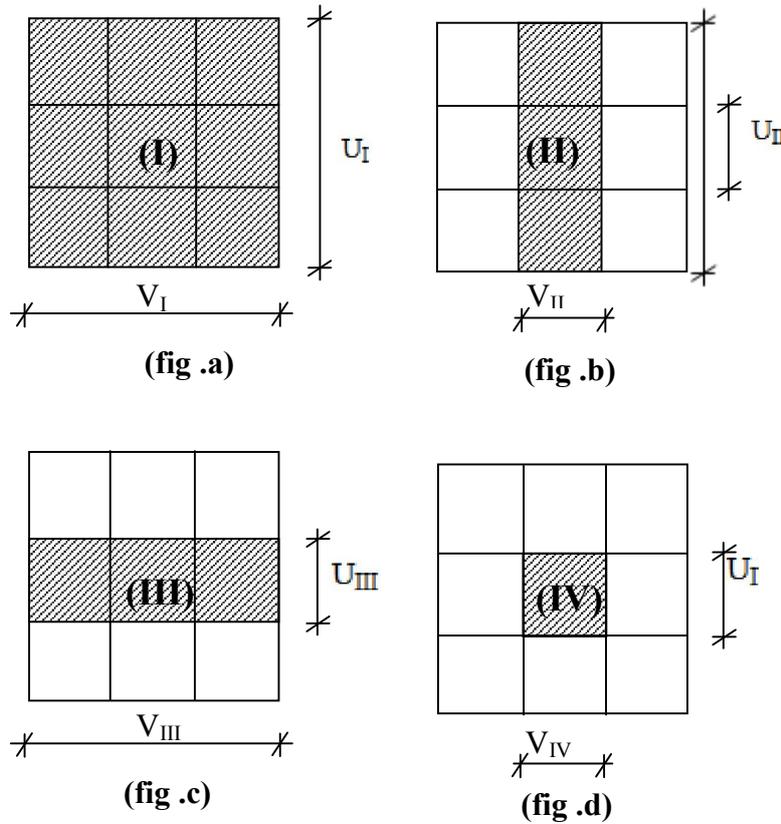


Figure.IV.26:Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

II=2B+D (fig b)

III=2C+D (fig c)

IV=D (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.90}{2.0} = 0.9 > 0.4 \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xC} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{yC} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec : $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

Tableau V.25 : Tableau récapitulatif des résultats

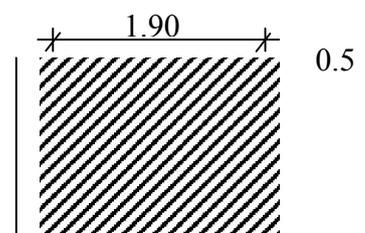
	I	II	III	IV
U en [m]	0.90	0.9	0.40	0.40
V en [m]	0.90	0.40	0.90	0.40
S en [m ²]	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L _x	0.60	0.60	0.27	0.27
V/L _y	0.53	0.23	0.53	0.23
M ₁	0.087	0.099	0.135	0.160
M ₂	0.071	0.096	0.100	0.140
Q _a ^u = Q _a ^u × S en [N]	160280.21	71235.65	71235.65	31660.29
Q _a ^{ser} = Q _a ^{ser} × S en [N]	116566.13	51807.17	51807.17	23025.41
M _X ^U en [N.m]	13944.38	7052.33	9616.81	5065.69
M _Y ^U en [N.m]	11379.89	6838.62	7123.56	4432.44
M _X ^{ser} en [N.m]	11796.50	6123.61	8030.11	4328.78
M _Y ^{ser} en [N.m]	10304.44	5999.27	6579.51	3960.37
M _{XC} ^U en [N.m]	2340.90			
M _{YC} ^U en [N.m]	1850.15			
M _{XC} ^{ser} en [N.m]	1971.56			
M _{YC} ^{ser} en [N.m]	1686.03			

IV.4.6 Descente des charges :

Dalle machine : (e_p = 15cm) ⇒ G = 0.15 × 2500 = 375 daN/m²

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 100 daN/m²

a) Combinaison fondamentale :



1) Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1.00 = 656.25 \text{ daN/m}_L.$$

2) Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \times 1.00 = 475 \text{ daN/m}_L.$$

b) Calcul des sollicitations :

1) Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\text{Suivant la direction } L_x \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases} \text{ Suivant la direction } L_y$$

2) Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \end{cases} \begin{matrix} \text{Suivant la direction } L_x; \\ \text{Suivant la direction } L_y. \end{matrix}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

c) Coefficient de poisson :

⇒ Etats limites ultimes (béton fissuré) et

⇒ Etats limites de service (béton non fissuré).

d) Calcul des moments dus aux charges réparties :

1) Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.90}{2.00} = 0.9 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0456 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.7834$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 656.25 \times 1.90^2 = 96.96 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 96.96 = 75.96 \text{ daN.m}$$

2) Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.90}{2.00} = 0.9 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0.0528 \quad \text{et} \quad \mu_y^{ser} = 0.8502$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0.0528 \times 475 \times 1.9^2 = 81.26 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 81.26 \times 0.8502 = 69.09 \text{ daN.m}$$

e) Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

1) Etat limite ultime (E.L.U.) :

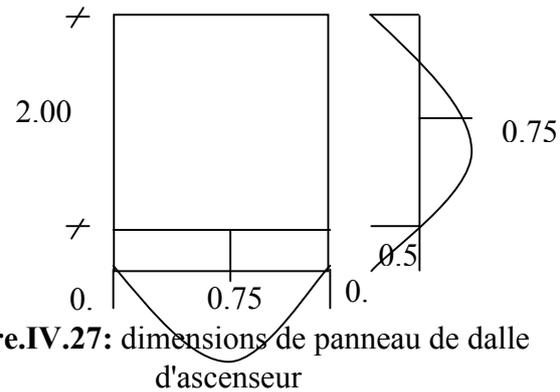


Figure.IV.27: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2340.90 + 969.6) \Rightarrow M_{xt}^u = 3309.6 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1850.15 + 759.6) \Rightarrow M_{yt}^u = 2609.75 \text{ N}$$

2) Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (1971.56 + 812.6) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 2784.16 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1686.03 + 690.9) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2376.93 \text{ N}$$

➤ Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$

➤ Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau.IV.26 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u [daN.m]	M_{tx}^{ser} [daN.m]	M_{ax}^u [daN.m]	M_{ax}^{ser} [daN.m]	M_{ty}^u [daN.m]	M_{ty}^{ser} [daN.m]	M_{ay}^u [daN.m]	M_{ay}^{ser} [daN.m]
(1)	248.22	208.81	-165.48	-139.2	195.73	178.27	-130.49	-118.85

IV.4.7 Calcul du ferrailage de la dalle pleine

❖ Sens X-X :

1) ELU :

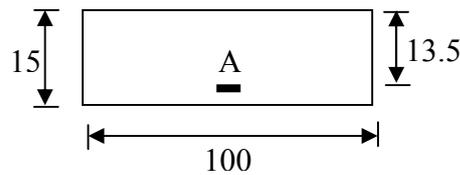


Figure.IV.28 : section de calcul en appui (x-x)

Tableau.IV.27 : calcul de ferrailage

	M(daN.m)	U	α	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _s (cm ² /ml)	Le choix
travée	248.22	0.009	0.0113	0.995	0.53	1.63	1.63	4T10/ml
appui	139.2	0.006	0.007	0.998	0.297	1.63	1.63	4T10/ml

1) ELS :

Tableau.IV.28 : vérification de l'effort tranchant, contraintes et la flèche

	Vérification des contraintes		Vérification de l'effort tranchant	
	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$		$\tau \leq \tau_{lim}$	
En travée	α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_c 28}{100}; \gamma = M_u / M_s$	$\tau = T_{max} / b.d.$	$\tau_{lim} = 0.07 \cdot f_c 28 / \gamma b$
	0.0112	0.335	0.13	1.16
	0.0112 ≤ 0.335 → Condition vérifiée		0.13 ≤ 1.16 → Condition vérifiée	
En appui	0.006	0.335		
	0.006 ≤ 0.335 → Condition vérifiée			

Vérification de la flèche	
$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{xt}^{ser}}$	$\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$
15/190 ≥ 208.81/(20 × 330.96)	3.14/(100 × 13.5) ≤ 2/400
0.08 > 0.0315	0.0023 < 0.005
Condition vérifiée	Condition vérifiée

On a $T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$

$T_x^u = 1236.73 + 656.25 \times \frac{1.90}{2} = 1827.35 \text{ daN}$

➤ Sens Y-Y :

1) ELU :

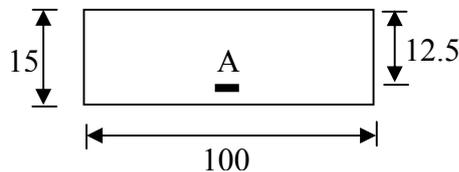


Figure.IV.29 : Section de calcul en appui (y-y)

Tableau.IV.29 : calcul de ferrailage

	M(daN.m)	U	α	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _s (cm ² /ml)	Le choix
travée	195.73	0.008	0.0112	0.994	0.53	1.51	1.51	4T10/ml
appui	130.49	0.005	0.006	0.997	0.29	1.51	1.51	4T10/ml

2) ELS

Tableau.IV.30 : vérification de l'effort tranchant, contraintes et la flèche

	Vérification des contraintes $\sigma_{bc} \leq$ $\overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \alpha \leq \gamma - \frac{1}{2} + f_c 28 / 100$		Vérification de l'effort tranchant $\tau \leq \tau_{lim}$	
	En travée	α	$\gamma - \frac{1}{2} + \frac{f_c 28}{100}; \gamma = M_u / M_s$	$\tau = T_{max} / b.d.$
0.0112		0.335	0.13	1.16
0.0112 ≤ 0.335 → Condition vérifiée		0.13 ≤ 1.16 → Condition vérifiée		
En appui	0.006			0.335
	0.006 ≤ 0.335 → Condition vérifiée			

Vérification de la flèche	
$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{xt}^{ser}}$	$\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$
15/190 ≥ 208.81 / (20 × 330.96)	3.14 / (100 × 13.5) ≤ 2/400
0.08 > 0.0315	0.0023 < 0.005
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrailé les planchers à Balcons, L'acrotère et Les escaliers pour les deux structures (sans voile et avec voile). Nous présentons dans la 5^{ème} étude sismique.

CHAPITRE V :
Etude paramétrique

V. Etude paramétrique

V.1 Introduction

L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation sur les structures. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3 Stratégies adoptées :

Dans cette étude une modélisation d'une structure à multiple étage R+10 en béton armé située dans une zone à forte sismicité (zone III) est établie dans deux sens orthogonaux (sans voile et avec voile). Le contreventement doit être obligatoirement assuré par des portiques et des voiles, la disposition des voiles se fera de façon à rapprocher au maximum le centre de torsion du centre de gravité ainsi minimisés les déplacements.

V.4 Présentation du logiciel de calcul :

L'étude de ce projet est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel Robot Structural. Le logiciel Robot Structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Nous avons utilisé ce logiciel pour tout calcul de notre structure (modélisation, vérification, sollicitations, ferrailage...). Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis ; possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur. Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure, une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier la structure ». Il permet d'obtenir des résultats sous forme de tableaux et graphique bien détaillés comme le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux N, contraintes normale σ

V.5 Modélisation :

V.5.1 Etapes de modélisation :

Pour la modélisation on a suivi les étapes suivantes :

- Construction du modèle ou création graphique en utilisant l'interface du Robot (voir Figure V.1 et Figure V.2), axes, les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments des barres et par des panneaux pour les planchers, escalier et les voiles.

- Définition des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton, acier.
- Définition des conditions aux limites.
- Détermination des charges : pour notre cas on a trois types :

La charge permanente G : consiste par le poids total de la structure, la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires.

La charge d'exploitation Q : distribuée par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E : représentées par les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X , Y et Z).

- Détermination des combinaisons normales et accidentelle :

1- $1.35G + 1.5Q$

2- $G + Q$

3- $G + Q \pm E_x$

4- $G + Q \pm E_y$

5- $G + Q \pm 1.2 E_x$

6- $G + Q \pm 1.2 E_y$

7- $0.8G \pm E_x$

8- $0.8G \pm E_y$

- Etablissement de maillage
- Lancement de l'analyse
- Interprétation des résultats.

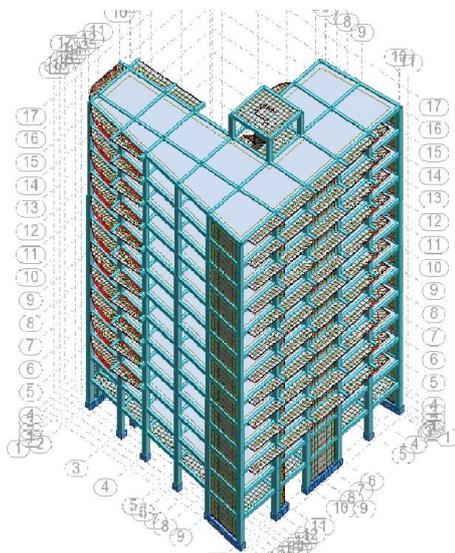


Figure V.1: Modèle en 3D avec voile

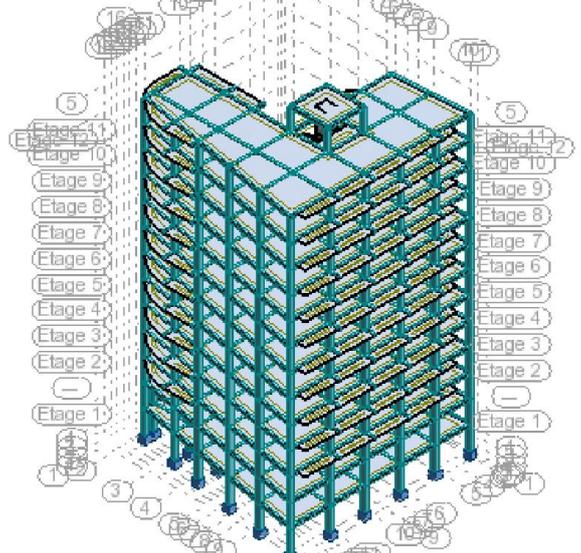
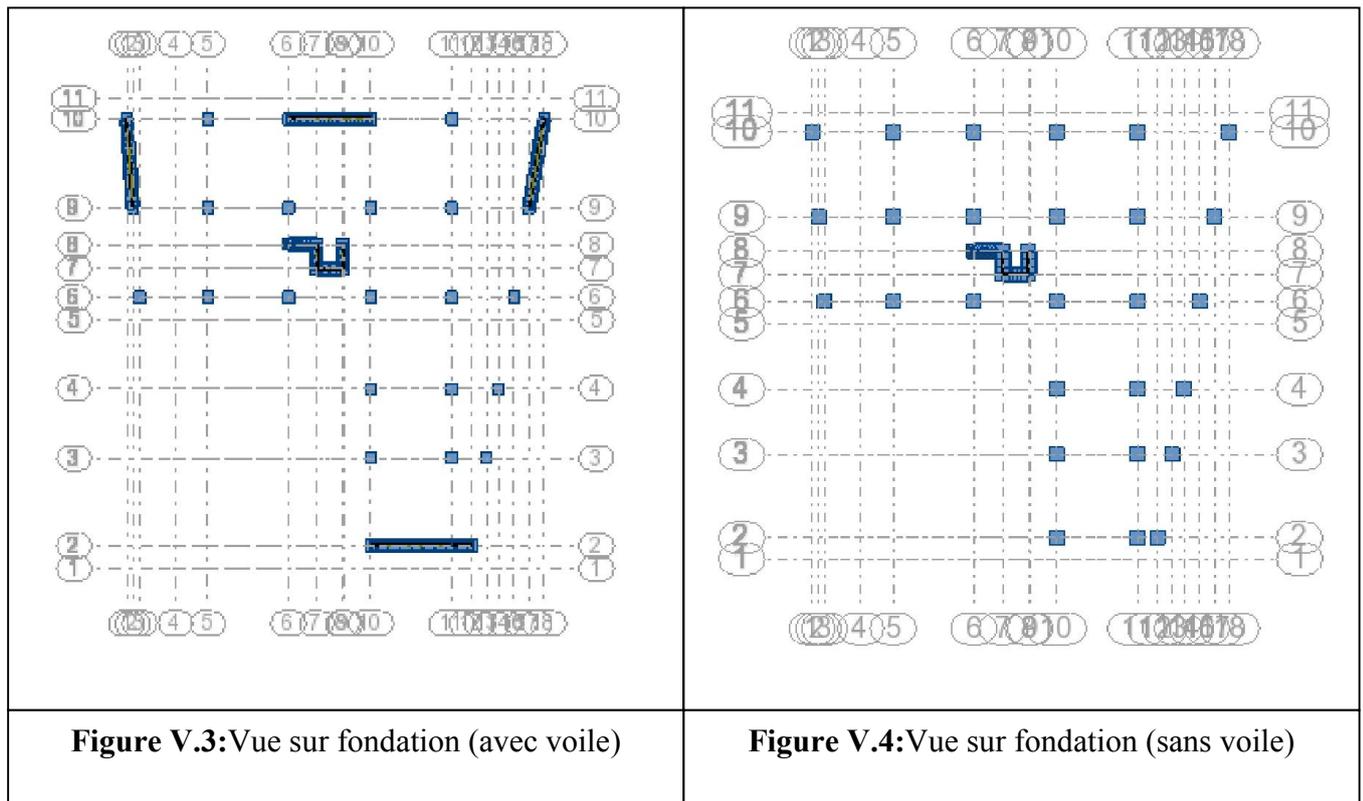


Figure V.2: Modèle en 3D sans voile



V.6 Choix de la méthode de calcul : (RPA99/Version 2003)

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.7 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

V.7.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones III

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre la condition de hauteur suivante :

Dans le cas le bâtiment implantée on zone III et le groupe d'usage 2 si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

V.8 Etude sismique :

Nous avons utilisé RPA99/Version 2003 pour déterminer les paramètres sismiques de la structure et la région pour les deux types de structure (sans voile et avec voile)

V.8.1 Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- 1) A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles RPA99/Version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Tableau V.1: coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

- 2) R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure donnée par (RPA99V2003),

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé ⇒ R=4.

- 3) D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(T_2 / 3)^{\frac{2}{3}}(3 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

η: Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Tableau V.2: le pourcentage d'amortissement ξ

Remplissage	Valeurs de ξ (%)		
	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$.

Donc : $\eta = 0,882 > 0,7$ CV (dans le sens 1 et 2).

Avec T2 : période caractéristique associée a la catégorie du (Site meuble S3) :

Tableau V.3: Valeur de T₁ et T₂

Valeurs de T ₁ et T ₂				
Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,4	0,50	0,70

4) Estimation de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par (RPA99 version 2003).

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad ; \quad 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

$C_T = 0,05$ Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.

L : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ **Pour le sens transversal : Suivant x-x**

Tableau V.4: Calcul de facteur d'amplification dynamique Suivant x-x

	Structure sans voile	Structure avec voile
h_N (m)	41.99	41.99
L (m)	26.4	29,7
C_T	0.05	0.05
$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	0.82	0.82
$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ (s)	0.74	0.69
T min (s)	0.74	0.69
T ₂ (s)	0.5	0.5
$D = 2.5\eta(T_2/T)^2 \quad T \geq T_2$	1.7	1.7

❖ Pour le sens longitudinal: Suivant y-y

Tableau V.5: Calcul de facteur d'amplification dynamique suivant y-y

	Structure sans voile	Structure avec voile
h_N (m)	41.99	41.99
L (m)	29.7	26.4
C_T	0.05	0.05
$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	0.82	0.82
$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ (s)	0.69	0.74
T min (s)	0.69	0.74
T_2 (s)	0.5	0.5
$D = 2.5\eta(T_2/T)^2 \quad T \geq T_2$	1.7	1.7

5) Q ; Facteur de qualité (RPA 99/ version 2003)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Tableau V.6: Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	valeurs des pénalités P_q		
	P_q		données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0.05
2. Redondance en plan	0	0,05	0.05
3. Régularité en plan	0	0,05	0
4. Régularité en élévation	0	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,1

Donc $Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,25$

6) W_t ; poids total de la structure :

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W_t = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids due aux charges permanentes.

W_Q : Poids due aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA v2003): Bâtiment d'habitation $\beta = 0,2$.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$: A partir du logiciel ROBOT
Donc :

Tableau V.7: Vérification de l'effort tranchant sens longitudinal et transversal

structure	sans voile		avec voile	
	xx	yy	xx	yy
W_t (KN)	32143.86	32143.86	67617.60	67617.60
V_x (KN)	4269.11	4269.11	8980.46	8980.46
V_y (KN)	4269.11	4269.11	8980.46	8980.46
$0.8V$ (KN)	3415.29	3415.29	7184.37	7184.37

V.8.2 Analyse Modale :

Le but de l'analyse modale est de déterminer les modes propres de la structure, ceux-ci représentent le comportement de la structure sous une excitation donnée. Cependant il existe autant de modes propres que degrés de libertés dans une structure, il apparait donc évident de limiter la recherche de ses modes propres car il existe une infinité de degrés de libertés, donc de mode propres. A chaque mode propre correspond une fréquence qui donne la sollicitation sismique grâce au spectre de réponses. Donne les critères pour définir le nombre de modes à retenir pour l'analyse modale.

La sélection des modes propres s'effectue avec le critère des masses modales effectives c'est-à-dire la masse qui est excitée pour le mode i. L'organigramme ci-dessous représente la méthode à effectuer dans chaque direction. Il s'agit d'un processus itératif où :

- n est le nombre de modes calculés ;
- f_n est la fréquence du dernier mode propre calculé ;
- 33Hz est la valeur de la fréquence de coupure pour un ouvrage à risque normal ;
- $\sum M_i$ est la somme des masses modales et M est la masse totale vibrante.

V.8.3 Résultats de l'analyse modale :

Les tableaux suivant donnent les résultats de l'analyse modale effectuée sur le logiciel Robot pour la structure avec voile et sans voile

Le mode fondamental -mode 1 est un mode horizontal ou de translation. Il met en jeu majoritairement des déplacements selon la direction X (Figure V.4). Le mode 2 est aussi un mode horizontal mais, cette fois-ci, selon la direction Y (Figure V.5).

Tableau V.8: Résultats de l'analyse modale (structure avec voile)

Mode	(structure avec voile)					(structure sans voile)				
	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,95	0,89	62,68	0,89	62,68	1,83	0,00	72,65	0,00	72,65
2	0,88	58,37	63,73	57,48	1,05	1,67	12,49	75,94	12,49	3,29
3	0,64	63,84	63,81	5,46	0,09	1,55	76,31	76,51	63,82	0,57
4	0,47	64,29	64,10	0,45	0,28	0,59	76,31	86,91	0,00	10,40
5	0,43	64,34	64,34	0,05	0,25	0,55	78,15	87,12	1,84	0,21
6	0,36	68,02	64,77	3,69	0,42	0,50	87,75	87,17	9,60	0,05
7	0,33	68,03	74,80	0,00	10,03	0,33	87,76	91,28	0,01	4,11
8	0,32	68,16	75,08	0,13	0,28	0,31	88,60	91,28	0,84	0,00
9	0,28	74,02	75,80	5,86	0,73	0,27	91,94	91,29	3,34	0,01
10	0,26	74,02	75,84	0,00	0,04	0,21	91,98	93,57	0,04	2,28
11	0,25	74,11	75,94	0,08	0,10	0,21	92,46	93,65	0,48	0,08
12	0,23	74,36	75,99	0,25	0,04	0,18	94,20	93,65	1,74	0,00
13	0,23	74,89	76,14	0,54	0,15	0,15	94,37	94,62	0,17	0,97
14	0,21	74,91	78,80	0,01	2,67	0,15	94,58	95,26	0,21	0,64
15	0,20	74,94	79,98	0,03	1,18	0,14	94,58	95,28	0,00	0,02
16	0,20	74,94	80,10	0,00	0,12	0,13	95,36	95,29	0,78	0,00
17	0,19	75,22	80,10	0,27	0,01	0,13	95,68	95,29	0,31	0,00

CHAPITRE V Etude Paramétrique

18	0,18	75,39	80,10	0,18	0,00	0,13	95,68	95,30	0,00	0,01
19	0,18	75,40	80,10	0,00	0,00	0,12	95,70	95,30	0,03	0,00
20	0,18	75,41	80,11	0,02	0,00	0,12	95,75	95,30	0,05	0,00

Le tableau V 8 représentent les périodes, masses modales et masses cumulées à chaque mode, on remarque que mode 1 et 2 donne la bonne lecture dont il faut avoir une translation plus de 50% à chaque direction et à chaque mode si non on a une torsion, en plus la somme des masses modales doivent être supérieur à 90% , il est remarquable que la structure avec voile est plus stable vue que les conditions sus citées sont remplies.

V.8.4 Périodes propres et modes propres de vibration des bâtiments :

Les propriétés modales des deux structures (avec voile, sans voile) étudiés, périodes propres, modes propres, et le pourcentage de masse modale participante, sont donnés les tableaux

Tableau V.9 : Les propriétés modales des deux structures

modes propres de vibration	Structures sans voile			Structures avec voile		
	périodes propres de vibration T(s)	pourcentage de masse modale participante α		périodes propres de vibration T(s)	pourcentage de masse modale participante α	
		Suivant xx	Suivant yy		Suivant xx	Suivant yy
Mode 1	1,83	0,00	72,65	0,95	0,00	62,68
Mode 2	1,67	12,49	3,29	0,88	58,37	1,05
Mode 3	1,55	0,00	0,57	0,64	0,00	0,08
	$\Sigma\alpha$	12.49%	76.31%	$\Sigma\alpha$	58.37%	63.81%

Mode 1 :

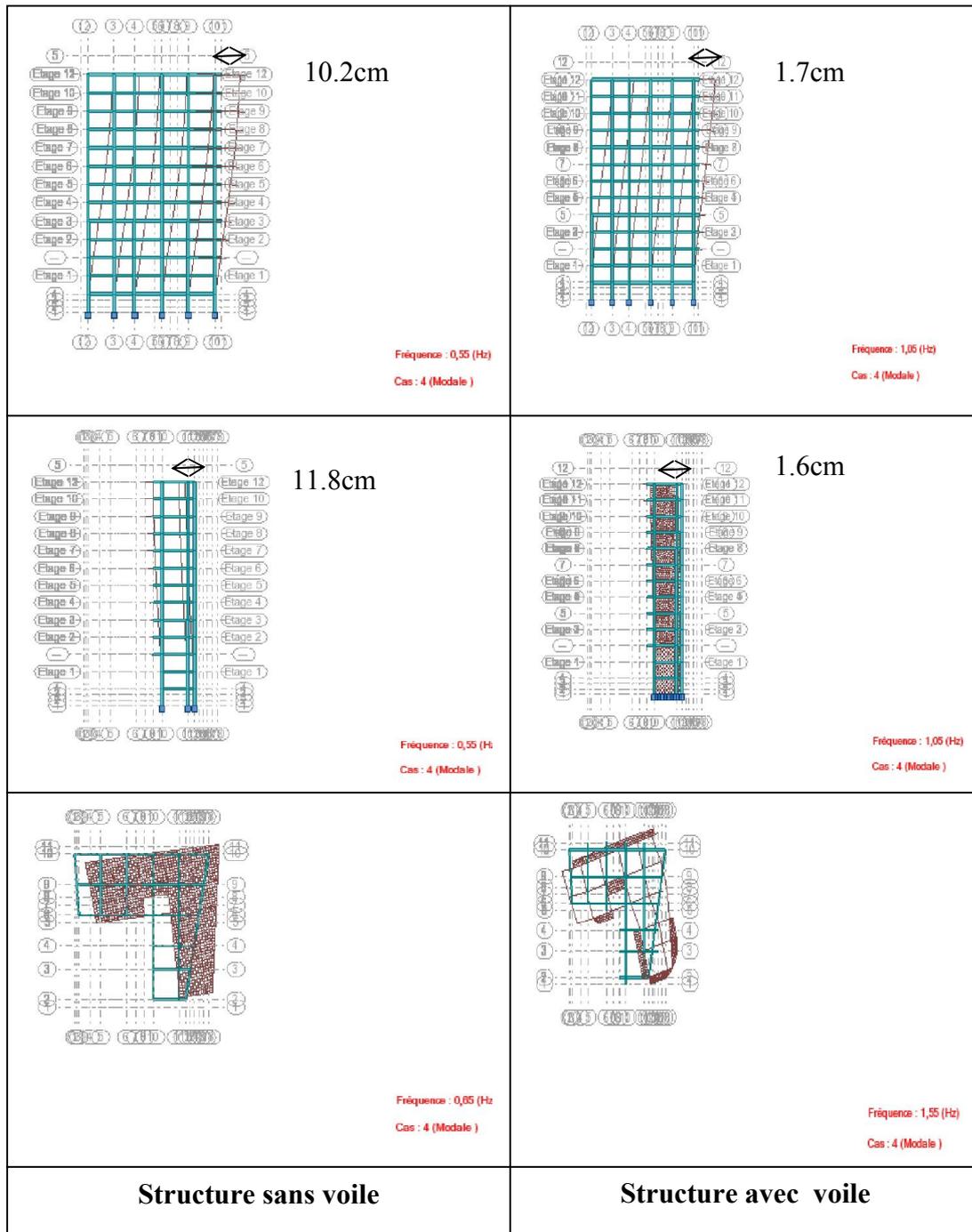


Figure V.5: Représentations de la structure en mode 1

Mode 2 :

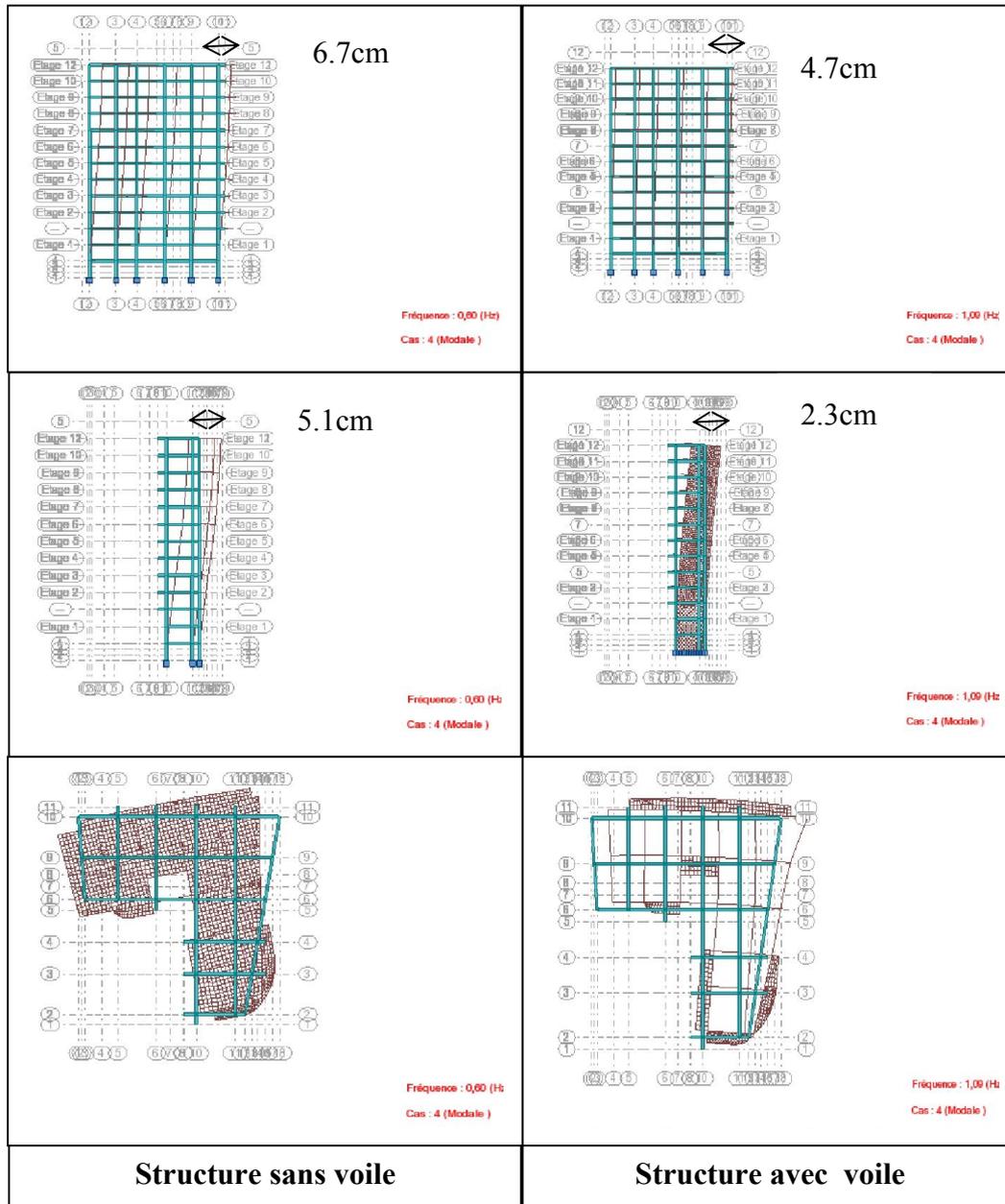


Figure V.6: Représentations de la structure en mode 2

Mode 3 :

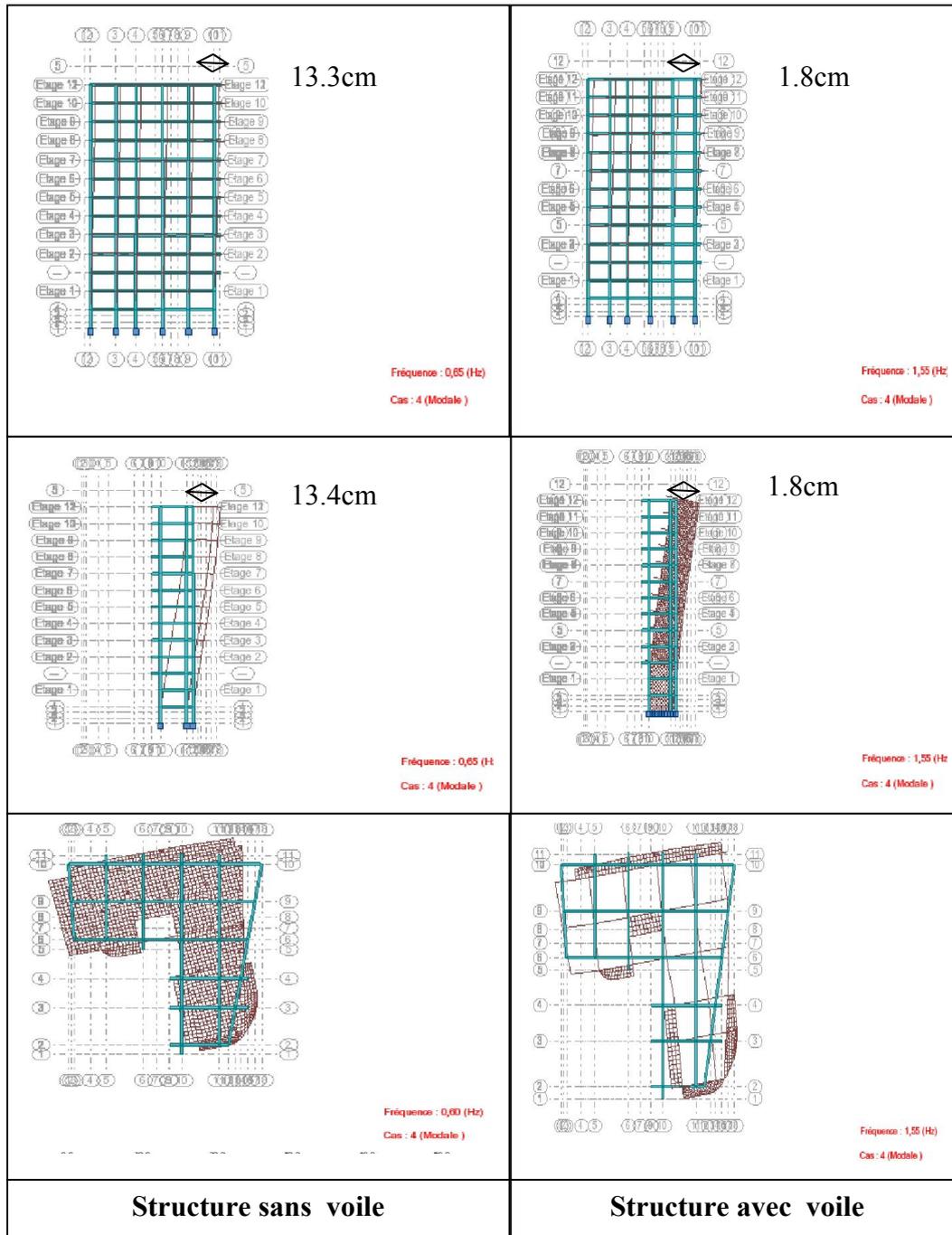


Figure V.7: Représentations de la structure en mode 3

Les figures (V.5 ; V.6 ; V.7) présentent l'ensemble des résultats de l'analyse modale. D'après la vérification de la période fondamentale, il est inférieure à $1,30 T_{\text{empirique}}$ dans la structure contreventée par les voiles donc la structure est considérée comme rigide. Le mode fondamental excite près de 62.68% des masses selon une direction et 90% des masses dans le mode 1 et 57.48% dans le mode 2. De ce fait, mode 1 et 57.48% dans le mode 2. De ce fait, la structure avec voile est la plus rigide par rapport à la structure sans voile.

Les structures (sans voile et avec voile) ont des réponses différentes suivant les modes. Les modes fondamentaux mode 1 et 2 sont des modes horizontaux ou de translation (selon

directions x et y). Il met en jeu majoritairement des déplacements. Le mode 3 est aussi un mode horizontal mais, cette fois-ci, selon la direction.

V.8.5 Distribution des efforts tranchant selon les niveaux d'étage

Tableau V.10 : Distribution des efforts tranchant sens longitudinale (structure avec voile)
sens xx

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	3642,82	942,68	34409,55	512,58	2724,36	73,33
Somme réactions	3574,02	336,16	65,09	7131,06	82866,42	63160,96
Somme efforts	3573,82	336,16	65,42	7132,45	82867,61	63162,12
Vérification	7147,84	672,32	130,51	14263,50	165734,03	126323,08

Tableau V.11 : Distribution des efforts tranchants sens longitudinale (structure avec voile)
sens vv

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	971,55	2902,92	29061,27	3035,60	466,51	55,99
Somme réactions	336,21	3706,72	11,57	84316,10	6968,74	57228,14
Somme efforts	336,16	3706,72	9,78	84319,72	6968,46	57229,84
Vérification	672,37	7413,44	21,35	168635,83	13937,20	114457,97

Tableau V.12 : Distribution des efforts tranchants sens transversale (structure sans voile) sens xx

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	5379,23	2381,70	34592,54	2269,00	11527,30	237,00
Somme réactions	5282,30	280,05	36,13	6020,20	114487,42	80367,05
Somme efforts	5282,32	280,03	36,02	6020,49	114487,49	80369,40
Vérification	10564,62	560,08	72,15	12040,69	228974,92	160736,45

Tableau V.13 : Distribution des efforts tranchant sens transversale (structure sans voile) sens yy

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	1036,44	5183,64	27927,35	12426,19	1730,69	171,11
Somme réactions	281,00	4852,16	92,52	105256,90	6174,74	70704,16
Somme efforts	281,00	4852,15	92,21	105256,19	6173,95	70701,84
Vérification	562,00	9704,31	184,73	210513,09	12348,69	141406,00

V.8.6 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

1) Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme). La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

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

Avec:

M_i : la masse de l'élément i,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

2) Centre de rigidité (torsion) :

CHAPITRE V Etude Paramétrique

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

(X_{CT} , Y_{CT}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

ex: excentricité théorique suivant x.

ey: excentricité théorique suivant y.

Tableau V.14 Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage (structure sans voile).

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité (torsion)	
	X_{cm} (m)	Y_{cm} (m)	X_{ct} (m)	Y_{ct} (m)
1	14.67	15.61	14.95	15.83
2	14.67	15.61	14.95	15.83
3	14.67	15.61	14.95	15.83
4	14.67	15.61	14.95	15.83
5	14.67	15.61	14.95	15.83
6	14.67	15.61	14.95	15.83
7	14.67	15.61	14.95	15.83
8	14.68	15.61	14.95	15.83
9	14.68	15.61	14.95	15.83
10	14.68	15.61	14.95	15.83
11	14.63	16.07	14.88	16.07
12	14.63	16.07	14.88	16.01

Tableau V.15 Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage (structure avec voile).

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité (torsion)	
	X_{cm} (m)	Y_{cm} (m)	X_{ct} (m)	Y_{ct} (m)
1	15.81	14.67	14.08	14.95
2	15.81	14.67	14.08	14.95
3	15.81	14.67	14.08	14.95
4	15.81	14.67	14.08	14.95
5	15.81	14.67	14.08	14.95
6	15.81	14.67	14.08	14.95
7	15.81	14.67	14.08	14.95
8	15.81	14.68	14.08	14.95
9	15.81	14.68	14.08	14.95
10	15.81	14.68	14.08	14.95
11	15.81	14.68	14.34	14.88
12	16.04	14.63	14.29	14.63

V.8.7 Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

L'excentricité théorique : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L.

Sens- X $e_x = 0.05 L_x$

Sens- Y $e_y = 0.05 L_y$

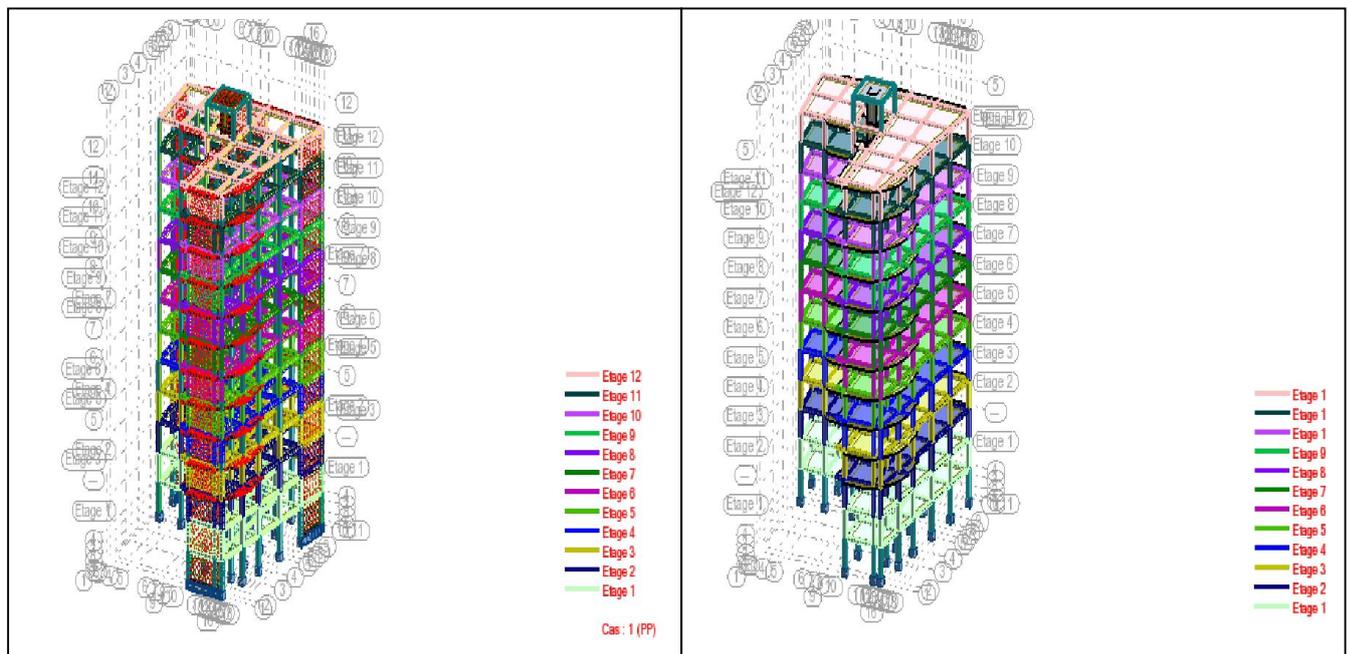


Figure V.8 Excentricité accidentelle dans chaque étage (sans voile et avec voile)

Tableau V.16 Excentricité accidentelle de chaque étage (xx)

étage	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	25,82	25,33	1,29	1,27
2	25,82	28,12	1,29	1,41
3	25,82	28,12	1,29	1,41
4	25,82	28,12	1,29	1,41
5	25,82	28,12	1,29	1,41
6	25,82	28,12	1,29	1,41
7	25,82	28,12	1,29	1,41
8	25,82	28,12	1,29	1,41
9	25,82	28,12	1,29	1,41
10	25,82	28,12	1,29	1,41
11	25,82	28,12	1,29	1,41
12	25,82	28,12	1,29	1,41

Tableau V.17 Excentricité accidentelle de chaque étage (yy)

étage	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	25,33	25,82	1,27	1,29
2	28,12	25,82	1,41	1,29
3	28,12	25,82	1,41	1,29
4	28,12	25,82	1,41	1,29
5	28,12	25,82	1,41	1,29
6	28,12	25,82	1,41	1,29
7	28,12	25,82	1,41	1,29
8	28,12	25,82	1,41	1,29
9	28,12	25,82	1,41	1,29
10	28,12	25,82	1,41	1,29
11	28,12	25,82	1,41	1,29
12	28,12	25,82	1,41	1,29

D'après les deux tableaux V.15-16, on remarque que la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion (excentricité) est proche dans tous les étages dans la structure avec voile, contrairement dans la structure sans voile la distance est importante, ce que veut dire que le rôle des voiles de contreventement est indispensable pour la rigidité de structure.

V.9 Verifications réglementaires:

V.9.1 Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

Les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

T calcul < 1.3 T empirique

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{s})$$

Tableau V.18 Récapulatif de la période dans la (structure sans voile)

	Sens xx	Sens yy
$T_{empirique} = C_T h \frac{3}{N^4}$ (s)	0.82	0.82
1.3 T empirique (s)	1.07	1.07
T calcul (s)	1.83	1.83
T calcul < 1.3 T empirique	CNV	CNV

Tableau V.19 Récapulatif de la période dans la (structure avec voile)

	Sens 01	Sens 02
$T_{empirique} = C_T h \frac{3}{N^4}$ (s)	0.82	0.82
1.3 T empirique (s)	1.07	1.07
T calcul (s)	0.95	0.95
T calcul < 1.3 T empirique	CV	CV

Selon les deux tableaux V 16- V 17 , la période fondamentale est vérifiée dans la structure avec voile de contreventement contrairement au structure sans voile, ce qui nous indique l'importance de voile de contreventement dans la stabilité et la rigidité des structures

V.9.2 Résultante des forces sismique:

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

$$V_{dyn} > 0.8V_{sta}$$

Tableau V.20 : Récapulatif de vérification de l'effort tranchant

	structure sans voile		structure avec voile	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
Vx Dynamique (KN)	3254.87	3254.87	7954.63	7954.63
Vx statique (KN)	4269.11	4269.11	8980.46	8980.46
0.8 Vxstatique (KN)	3415.29	3415.29	7184.37	7184.37
Vérification	CNV	CNV	CV	CV

D'après le tableau V 18, la condition de l'effort tranchant à la base est vérifié dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement par contre les structure sans voile ne remplissent pas cette condition.

V.9.3 Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Selon la RPA99 version 2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

$$R \cdot \Delta_K < \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01 \cdot h_e$

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1"

Avec : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

R : Coefficient de comportement R = 4

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats donnés par Robot.

Les déplacements relatifs des nœuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le (tableau Suivant):

Tableau V.21. Déplacement relatif toléré.(avec voile)

Etage	He (cm)	Sens xx				Sens yy			
		$\delta_{ek}(x)$ [cm]		$\delta_k(x) = R \times \delta_{ek}$ [cm]		$\delta_{ek}(x)$ [cm]		$\delta_k(x) = R \times \delta_{ek}$ [cm]	
		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
1	3.23	1,1	0,2	4,4	0,8	0,2	1,1	0,8	4,4
2	3.23	1,6	0,3	6,4	1,2	0,3	1,7	1,2	6,8
3	3.23	2,4	0,4	9,6	1,6	0,5	2,3	2	9,2
4	3.23	3,0	0,5	12	2	0,6	2,9	2,4	11,6
5	3.23	3,7	0,6	14,8	2,4	0,8	3,6	3,2	14,4
6	3.23	4,2	0,7	16,8	2,8	0,9	4,2	3,6	16,8
7	3.23	4,7	0,8	18,8	3,2	0,9	4,8	3,6	19,2
8	3.23	5,3	0,9	21,2	3,6	1,1	5,3	4,4	21,2

9	3,23	5,9	1,0	23,6	4	1,2	5,9	4,8	23,6
10	3,23	6,4	1,1	25,6	4,4	1,3	6,5	5,2	26
11	3,23	7,0	1,2	28	4,8	1,4	7,1	5,6	28,4
12	3,23	7,6	1,3	30,4	5,2	1,5	7,5	6	30

tableau V.22 ; Les résultats des déplacements inter étages (avec voile).

Etage	Sens xx				Sens yy			
	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ [cm]		Vérifications		$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ [cm]		Vérifications	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
2 ^{ème} - 1 ^{er}	2	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV
3 ^{ème} - 2 ^{ème}	3,2	0,4	CV	CV	0,8	2,4	CV	CV
4 ^{ème} - 3 ^{ème}	2,4	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV
5 ^{ème} - 4 ^{ème}	2,8	0,4	CV	CV	0,8	2,8	CV	CV
6 ^{ème} - 5 ^{ème}	2	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV
7 ^{ème} - 6 ^{ème}	2	0,4	CV	CV	0	2,4	CV	CV
8 ^{ème} - 7 ^{ème}	2,4	0,4	CV	CV	0,8	2	CV	CV
9 ^{ème} - 8 ^{ème}	2,4	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV
10 ^{ème} - 9 ^{ème}	2	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV
11 ^{ème} - 10 ^{ème}	2,4	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV
12 ^{ème} - 11 ^{ème}	2,4	0,4	CV	CV	0,4	1,6	CV	CV

Tableau V.23 ; Les résultats des déplacements inter étages (sans voile).

Etage	He (cm)	Sens xx				Sens yy			
		$\delta_{ek}(x)$ [cm]		$\delta_k(x) = R \times \delta_{ek}$ [cm]		$\delta_{ek}(x)$ [cm]		$\delta_k(x) = R \times \delta_{ek}$ [cm]	
		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
1	3.23	1,2	0,4	4,8	1,6	0,3	1,2	1,2	6
2	3.23	2,2	0,7	8,8	2,8	0,7	2,8	2,8	11,2
3	3.23	3,1	1	12,4	4	1	4	4	16,4
4	3.23	4,1	1,3	16,4	5,2	1,3	5,2	5,2	22
5	3.23	5,1	1,6	20,4	6,4	1,7	6,8	6,8	27,2
6	3.23	6,1	1,9	24,4	7,6	2	8	8	32
7	3.23	7,1	2,2	28,4	8,8	2,3	9,2	9,2	36,8
8	3.23	7,9	2,4	31,6	9,6	2,6	10,4	10,4	40,8
9	3.23	8,7	2,6	34,8	10,4	2,9	11,6	11,6	44,4
10	3.23	9,4	2,8	37,6	11,2	3,1	12,4	12,4	47,2
11	3.23	10	2,9	40	11,6	0,3	13,2	1,2	6
12	3.23	10,5	3	42	12	0,7	13,6	2,8	11,2

Tableau V.24 : Déplacement relatif toléré.(sans voile)

Etage	Sens xx				Sens yy			
	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ [cm]		Vérfications		$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ [cm]		Vérfications	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
2 ^{ème} - 1 ^{er}	4	1,2	CNV	CV	1,6	5,2	CV	CNV
3 ^{ème} - 2 ^{ème}	3,6	1,2	CNV	CV	1,2	5,2	CV	CNV
4 ^{ème} - 3 ^{ème}	4	1,2	CNV	CV	1,2	5,6	CV	CNV
5 ^{ème} - 4 ^{ème}	4	1,2	CNV	CV	1,6	5,2	CV	CNV
6 ^{ème} - 5 ^{ème}	4	1,2	CNV	CV	1,2	4,8	CV	CNV
7 ^{ème} - 6 ^{ème}	4	1,2	CNV	CV	1,2	4,8	CV	CNV
8 ^{ème} - 7 ^{ème}	3,2	0,8	CV	CV	1,2	4	CV	CNV
9 ^{ème} - 8 ^{ème}	3,2	0,8	CV	CV	1,2	3,6	CV	CNV
10 ^{ème} - 9 ^{ème}	2,8	0,8	CV	CV	0,8	2,8	CV	CV
11 ^{ème} - 10 ^{ème}	2,4	0,4	CV	CV	0,8	2,4	CV	CV
12 ^{ème} - 11 ^{ème}	2	0,4	CV	CV	0,4	2	CV	CV

D'après les deux tableaux V 20-22, la condition de l'effort tranchant à la base est vérifié dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement par contre les structure sans voile ne remplissent pas cette condition.

V.9.4 Vérification au renversement :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

Avec :

Moment de renversement du aux charge horizontales: $M_{renv} = \sum F_k h_k$

Moment stabilisateur du au charges verticales : $M_{stab} = \sum W_k b_i$

F_k : la force sismique au niveau "k".

h_k : hauteur de niveau k.

W: le poids total de la structure.

Tableau V.25. Vérification au renversement (structure avec voile).

Niveau	$W_k(KN)$	b_i (m)	W_k*b_i	F_k (KN)	h_k (m)	$F_k(KN)*h_k$ (m)
1	2712,16	10,1	27392,81	431,12	3,23	1392,518
2	2321,888	10,1	23451,07	157,45	6,46	1017,127
3	2933,831	10,1	29631,69	589,31	9,69	5710,414
4	1679,114	10,1	16959,05	197,98	12,92	2557,902
5	2808,729	10,1	28368,16	133,45	16,15	2155,218
6	1994,382	10,1	20143,26	571,49	19,38	11075,48
7	1641,831	10,1	16582,5	169,03	22,61	3821,768
8	2808,729	10,1	28368,16	141,7	25,84	3661,528
9	1957,091	10,1	19766,62	245,24	29,07	7129,127
10	1957,091	10,1	19766,62	254,41	32,3	8217,443
11	1957,091	10,1	19766,62	172,21	35,53	6118,621
12	1959,789	10,1	19793,86	82,69	38,76	3205,064

$$\frac{\sum W_k b_i}{\sum F_k h_k} = 4.18 \geq 1.5 \dots\dots\dots CV$$

Dans (structure sans voile) $\frac{\sum W_k b_i}{\sum F_k h_k} = 9.13 \geq 1.5 \dots\dots\dots CV$

la condition de renversement. est vérifié dans les deux structure contreventée par les voiles de contreventement et structure sans voile .

V.9.5 Vérifications de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,3$$

N_d : c'est l'effort normal max selon la combinaison sismique max (G+Q+Ex,y) Outre les :

Tableau V.26. Vérification de l'effort normal réduit.

	Structure sans voile	Structure avec voile
N_d (N)	4510845.39	2390918.63
B (mm ²)	36×10^4	36×10^4
V	0.5	0.27
Vérification	CNV	CV

D'après le tableau V 24, la condition de l'effort normal à la base est vérifié dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement par contre les structure sans voile ne remplissent pas cette condition.

V.9.6 Taux de participation sismique des portiques et les voile :**Tableau V.27.** Taux de participation sismique des portiques et les voile (X-X)

	Fx portique (KN)	Fx voile (KN)	portique (%)	voile(%)
Sens Ex	3915.09	1399.61	20	80
Sens Ey	819.43	7.91	10	90

Tableau V.28. Taux de participation sismique des portiques et les voile (Y-Y)

	Fx portique (KN)	Fx voile (KN)	portique (%)	voile(%)
Sens Ex	666.90	74.52	10	90
Sens Ey	4120.84	719.33	20	80

Selon les tableaux V 25 -26, Il est remarquable que les voile de contreventement participe aux plus de 80% des efforts sismiques , ce qui indique l'importance des voile de contreventement contre l'effet de risque majeur de séisme dans les structures.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons trouvé la condition période , section réduit, déplacement , excentricité , et l'effort tranchant est vérifié dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement par contre les structure sans voile ne remplissent pas cette condition.

CHAPITRE VI :
Etude des portiques

VI. Etude des portiques

VI.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles. Poteaux sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondation, ils sont sollicités en flexion composé. Les voiles sont des murs en béton armé ou l'épaisseur est faible par rapport au largeur, ils travaillent à la flexion composé.

VI.2 Ferrailage des portiques :

VI.2.1 Combinassions d'actions :

Dans le cas des bâtiments courant, les diverses actions sont notées :

- ✓ G : Charges permanentes.
- ✓ P : Charges d'exploitation.
- ✓ E : Efforts sismique

Les combinaisons prises en compte sont:

➤ Combinaisons fondamentales: (BAEL 91)

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \rightarrow ELU \\ G + Q \rightarrow ELS \end{cases}$$

➤ Combinaisons accidentelles : RPA99version2003 (Art5.2)

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

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

VI.2.2 Ferrailage des poutres:

On distingue les types des poutres suivantes :

- ↳ Poutre principale \longrightarrow PP (30 x 45) cm².
- ↳ Poutre secondaire \longrightarrow PS (30 x 45) cm².

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 version 2003 en zone III.

VI.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 ϕ en zone I et II
 - 50 ϕ en zone III

VI.2.2.2 Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec: - b : la largeur de la section.

- S : espacement des armatures transversales

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm}\right)$$

Avec: ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal

- En dehors de la zone nodale:

$$S = \frac{h}{2} \quad h : \text{la hauteur de la section.}$$

VI.2.3 Exemple de calcul :

1) Calcul des armatures longitudinales

Ferraillage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q.

- Ferraillage en travée :

$$M_{t \max} = 85099.96 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{85099.96}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.12$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.14 \Rightarrow \beta = 0.94$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{85099.96}{0.94 \times 40.5 \times 348} = 6.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{choisi} = 9.24 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : 6T14}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Condition imposée par RPA 99 version 2003 :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \times h = 0.5 \times \frac{30 \times 45}{100} = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{RPA}) = 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$M_s = 61985.04 \text{ N.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier fe E 400} \\ \text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{85099.96}{61985.04} = 1.37$$

$\alpha = 0.44 < 1.37$ Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- Ferrailage en appui :

$M_a = 147305.63 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{147305.63}{30 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.21$$

$\mu_r = 0.3 \rightarrow \mu < \mu_r \Rightarrow A' \notin$

$\alpha = 0.3 \Rightarrow \beta = 0.88$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{147305.63}{0.88 \times 40.5 \times 348} = 11.87 \text{ cm}^2$$

$A_{choisi} = 12.06 \text{ cm}^2$ choix : 6T16

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Condition imposée par RPA 99 version 2003 :

$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \times h = 0,5 \cdot \frac{30 \times 45}{100} = 6.75 \text{ cm}^2$.

$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 11.87 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Flexion simple} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{147305.63}{107206} = 1.37 \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier fe E 400} \end{array} \right.$$

$\alpha = 0.43$ Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

L'ors que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} = \frac{31794 \cdot 9}{300 \times 405} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont \perp à la ligne moyenne.

2) Calcul des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{\min} \right).$$

Avec ϕt : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

ϕ_L^{\min} : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi t \leq \min \left(\frac{450}{35} = 12.86; \frac{300}{10} = 30 ; 12 \text{ mm} \right) = 12 \text{ mm}.$$

On prend: $\phi = 8 \text{ mm}$, avec un Acier FeE235

- **L'espacement des armatures transversales:**(selon le RPA99 V2003)

- Dans la zone nodale : $S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm} \right)$

- Dans la zone courante :

$$S = \frac{h}{2} \left\{ \begin{array}{l} S = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right) = 11.25 \text{ cm} \\ S = \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{S = 10}{S' = 20} \rightarrow \left\{ \right.$$

Tableau VI.1:Ferrailage total des poutres pour la structure (sans voile).

		Armatures longitudinales						Armatures transversales
		Travée			Appui			T et A
Poutres	section (cm ²)	A _{st cal} (cm ²)	choisi	A _{st} (cm ²)	A _{sca} (cm ²)	choisi	A _{sa} (cm ²)	Φ (mm)
Principales	30X45	6.42	6T14	9.24	11.87	6T16	12.06	8
Secondaires		4.14	6T14	9.24	2.47	4T16	8.04	8

Tableau VI.2:Ferrailage total des poutres pour la structure (avec voile).

		Armatures longitudinales						Armatures transversales
		Travée			Appui			T et A
Poutres	section (cm ²)	A _{st cal} (cm ²)	choisi	A _{st} (cm ²)		choisi	A _{sa} (cm ²)	Φ (mm)
Principales	30X45	2.73	6T14	9.24	3.96	5T114	7.70	8
Secondaires		1.95	6T14	9.24	4.07	5T14	7.70	8

Armatures transversales imposée par RPA 99 version 2003 :

$$A_t = 0,003. S. b = 0,003. 15. 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_{\text{rec}} = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm. Zone III. Pour : } \phi = 14 \text{ mm.}$$

VI.2.4 Ferrailage des poteaux:

On a un seul type des poteaux à étudier: (50×50) cm²

VI.2.4.1 Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003:

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

- Le pourcentage minimum est:

$$A_{\text{min}} = 0,9\% \text{ de la section totale; en zone III}$$

- Le pourcentage maximum est:

$$A_{\text{max}} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante}$$

$$A_{\text{max}} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est: $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$

- La longueur de recouvrement est: 50ϕ en zone III.

- La distance entre les barres verticales doit être ≤ 20 cm.

VI.2.4.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99 version 2003) :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec : - V_u : l'effort tranchant de calcul.

- h_1 : hauteur totale de la section brute.

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$- \rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \\ 3,75 & \longrightarrow \end{cases} \text{ Si } \begin{cases} \lambda_g \leq 5 \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau. = $\left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec : a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, L_f : longueur de flambement du poteau.

t : l'espacement des armatures transversales :

$$\begin{aligned} \text{Dans la zone nodale : } & \begin{cases} t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) & \longrightarrow \text{ en zone III.} \\ t \leq 10\text{cm.} & \longrightarrow \text{ en zone I et II.} \end{cases} \\ \text{Dans la zone courante : } & \begin{cases} t' \leq 15\phi_l & \longrightarrow \text{ en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{ en zone III.} \end{cases} \end{aligned}$$

-la quantité des armatures transversales minimale donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3 %.

Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limite précédents.

VI.2.4.3 Exemple de calcul :

Poteau: $S = (60 \times 60)$ cm²

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe x-x et l'axe y-y, car il existe deux moments M_{xx} et M_{yy} , on obtient donc, un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

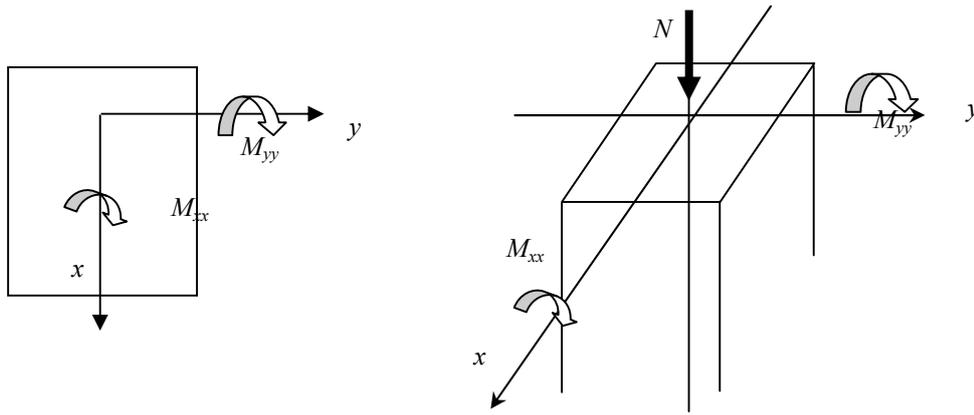


Figure.VI.1: Directions des moments et effort normal dans un poteau.

- Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35 G +1,5 p)

$$N = 4510.74 \text{ kN} \quad M_{xx} = 94.11 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9411}{4510.74} = 2.09 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression simple}$$

$$A'_r = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s} = \frac{4510.74 \times 10^3 - 10^2 \times 60 \times 60 \times 14.2}{100 \times 348} = -17.28 \text{ cm}^2$$

$$A'_r = -17.28 < 0 \Rightarrow A'_r = 0 \text{ cm}^2$$

- Etat limité de stabilité de forme (E.L.S) : (G + p)

$$lf = 0.7h_e \Rightarrow 0.7(306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0.6}{\sqrt{12}} \Rightarrow i = 0.17$$

$$\lambda = \frac{2.14}{0.17} = 12.36 \Rightarrow \lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$A' = \frac{\gamma_s}{fe} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) = \frac{1.15}{400} \left[\frac{4510.74}{0.83} - \frac{3240 \times 10^2 \times 25}{1.35} \times 10^{-3} \right]$$

$$A' = -1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{\min} = \max \left[\left(\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100} \right), 8 \left(\frac{b + h}{100} \right) \right]$$

$$A'_1 = \max[A'_r, A'_2, A_{\min}] = 9.6 \text{ cm}^2$$

- Cas accidentelle : G + p ± E

$$M_{xx} = 474.99 \text{ kN.m}$$

$$N = 4510.74 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{474.99}{4510.74} = 0.11m$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm; \frac{600}{250} \right\} = \max \{ 2cm; 2.4cm \} = 2.4cm. = 0,024 m$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 11 + 2.4 = 13.4cm.$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e_1 = 4510.74 \times 13.4 \times 10^{-2} = 604.44KN.m$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 4510.74 \text{ KN} ; M_{\text{corriger}} = 604.44 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337h - 0,81C') \text{ b. h. } f_{bu}.$$

$$A = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 3) \times 60 \times 60. 14, 2 \times 10^{-2}$$

$$A = 9094.25 \text{ KN.m}$$

$$B = N (d - C') - M_{\text{corr}}$$

$$B = 4510.74(54 - 3) \times 10^{-2} - 604.44 = 1696.04 \text{ kN.m}$$

(B) < (A) : donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait en flexion simple.

$$M_1 = 604.44KN.m$$

$$\mu = \frac{604440}{14.2 \times 54^2 \times 60} = 0.243$$

$$\mu < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0,35 \Rightarrow \beta = 0,86$$

$$A_1 = \frac{604440}{0.86 \times 54 \times 348} = 37.48cm^2$$

$$A_2 = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 37.48 - \frac{4510.74 \cdot 10^3}{348 \times 100} = -92.14cm^2 \Rightarrow A_2 = 0$$

Donc vérification à l'E.L.S n'est pas nécessaire

• **Suivant conditions imposées par RPA 99 version 2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0,9 \% \text{ b} \times \text{h} = 0,9 \times 10^{-2} \times (60 \times 60) = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisi}} = 37.48 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_1, A_2, A_{\text{min}}) = 37.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8T20+4T20 \quad \text{Soit : } A = 37.69cm^2$$

• **Armatures transversales :**

$$T = 9.99 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{9.99 \cdot 10^3}{350 \times 540} = 0.053Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4Mpa) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifiée donc les armatures transversales sont droites.

• **Détermination de diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{t\text{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \Rightarrow \phi_t = 8mm$$

- **Espacement des armatures transversales :**

a) Suivant le B.A.E.L 83 :

$$\delta_t \leq (15 \Phi_{L \min}, 40 \text{ cm}, b + 10)$$

$$\delta_t \leq (24, 40, 45) \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

b) Suivant RPA 99 version 2003 :

- Zone nodale : $\delta_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante : $\delta_t \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\Phi) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

c) Recouvrement des barres longitudinales (Selon le RPA 99 version 2003) :

La longueur de recouvrement pour la zone III

$$L_t = 50 \Phi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm} \text{ donc } L_t = 80 \text{ cm}$$

Tableau VI.3: ferrailage des poteaux structure sans voiles

Section de poteau (cm ²)	Armatures calculées (cm ²)	Barres choisies	Section correspondant (cm ²)
50x50	22.50	8T20	25.13
55x55	27.23	10T20	31.41
60 x60	37.48	13T20	40.87

Tableau VI.4: ferrailage des poteaux structure avec voiles

Section de poteau (cm ²)	Armatures calculées (cm ²)	Barres choisies	Section correspondant (cm ²)
50x50	22.5	8T20	25.13
55x55	27.23	10T20	31.41
60 x60	32.4	11T20	34.55

VI.2.5 Ferrailage des voiles de contreventement :

VI.2.5.1 Calcul des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que la force due 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 a la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VI.2.5.2 Ferrailage des trumeaux:

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- Détermination des sollicitations suivant le sens considère.
- Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue
- Soit section entièrement comprimée
- Soit section partiellement comprimée

Tout en admettant que :

- ❖ $N > 0$ effort de compression
- ❖ $N < 0$ effort de traction

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

VI.2.5.3 Ferrailage minimum:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

- Globalement dans la section du voile : $A_{\min} = 0,15 \% h . b$
- En zone courante : $A_{\min} = 0,10 \% h . b$

On devra disposer le ferrailage suivant:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

1) Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de $0,20 \%$.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à $0,20 \%$ de la section horizontales du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm

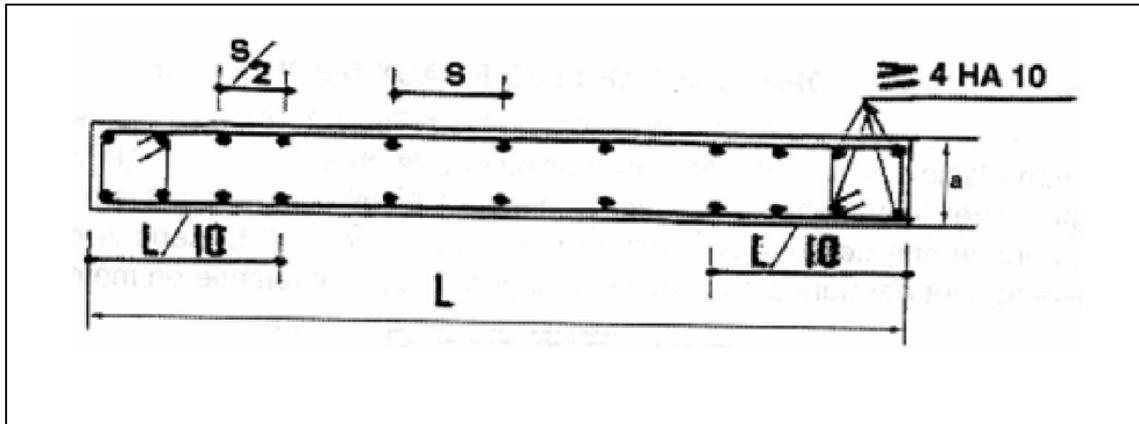


Figure VI-2: disposition des armatures verticales dans les voiles

2) Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encreage droit.

Remarque:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\delta \leq 1,5b$$

$$\delta \leq 30\text{cm}$$

Avec: b L'épaisseur du voile en (cm)

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépassé $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = \frac{1,1.V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.2.5.4 Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{76 \times e \times a}{n}; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour les voiles :

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{20} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 = 226.1 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 226.1 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 39.16 \Rightarrow \lambda < \bar{\lambda}$$

Donc le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

VI.2.5.5 Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

VI.2.5.6 Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t < \min(30 \text{ cm}, 1.5 \times b)$$

1) Ferrailage vertical :

$$N = 115.92 \text{ KN}$$

$$M = 21.76 \text{ K N.m}$$

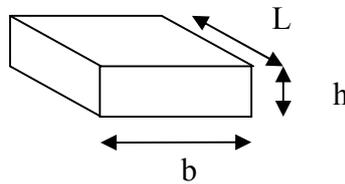


Figure VI-3: section de calcul

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{21.76}{115.92} = 0.188 \text{ On calcul la section à la flexion composé.}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow e_2 = \begin{cases} \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) & \text{Avec : } L_f = 0,7 \times L \\ \alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s}\right) \end{cases}$$

Pour : $\phi = 2$ et $L = 5.1 \text{ m}$ on obtient :

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{500}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{217.60}{1,5 \cdot 181.77}\right) = 0.798 \quad e_2 = \frac{3 \times (3.57)^2}{10000 \times 0,15} \times (2 + 2 \times 0,798) = 0,092 \text{ m}$$

$$e_T = 0,082 + 0,02 = 0.102 \text{ m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{115.92}{1000 \times 150 \times 14,2} = 0.07 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < 2/3 \Rightarrow \text{on calcul } e_{NC} ?$$

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative.

$$\text{Pour : } \xi = 0,16 \Rightarrow e_{NC} = 0,032 \text{ m}$$

Puisque : $e_T > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée :

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 115.92 \times (0,084 + 0,180 - 0,15/2) = 21.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{fictif}} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{21.91 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,0476$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires \Rightarrow

$$\alpha = 0,061 \Rightarrow z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,061) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{21.91 \times 10^6}{0,176 \times 348} = 3.577 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T14 = 4.62 cm²/ml

➤ Selon BAEL 91 modifier 99 :

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{100 \times 15}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2,1}{400} \right) \Rightarrow A_{\min 1} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Selon RPA99 version 2003 :

$$A_{\min 2} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 100 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_s ; A_{\min 1} ; A_{\min 2} \} = \max \{ 10.06 \text{ cm}^2 ; 1.63 \text{ cm}^2 ; 2.25 \text{ cm}^2 \} = 10.06 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{CV}$$

2) Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 \times f_{tj}^*}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \tau_0 = 0,3 \cdot f_{tj}^* \cdot k \\ f_{tj}^* = \min \{ f_{tj} ; 3,3 \text{ MPa} \} \end{cases}$$

➤ Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions, Les sollicitations M et N sont donnés par le fichier Robot.

$$N = 115.92 \text{ KN}$$

$$M = 21.76 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{21.76}{115.92} = 0,188 \text{ m} \neq 0 \text{ On calcul la section à la flexion composé.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow e_2 = \begin{cases} \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \\ \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \cdot M_s} \right) \end{cases} \text{ Avec : } L_f = 0,7 \times L$$

Pour : $\phi = 2$ et $L = 5.3 \text{ m}$ on obtient :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{500}{250} \right\} = 2 \text{ cm} \quad L_f = 0,7 \times L = 2,9 \text{ m} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{65,47}{1,5 \cdot 51,05} \right) = 1,45$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2,9)^2}{10000 \times 0,2} \times (2 + 2 \times 1,45) = 0,062 \text{ m}$$

$$e_T = 0,062 + 0,02 = 0,082 \text{ m}$$

- Calcul des armatures :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{132340}{1000 \times 150 \times 14,2} = 0,062 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < 2/3 \Rightarrow \text{on calcul } e_{NC} ?$$

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative.

$$\text{Pour :} \quad \xi = 0,165 \Rightarrow e_{NC} = 0,033 \text{ m}$$

Puisque : $e_T > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée :

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 115,92 \times (0,065 + 0,180 - 0,15/2) = 21,91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{fictif}} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{21,91 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,0491$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires \Rightarrow

$$\alpha = 0,061 \Rightarrow z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,062) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{21,91 \times 10}{0,176 \times 348} = 3,577 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T14 = 4,62 cm²/ml

- Selon BAEL 91 modifier 99 :

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{100 \times 15}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \Rightarrow A_{\min 1} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

- Selon RPA 99 version 2003 :

$$A_{\min 2} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 100 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_s; A_{\min 1}; A_{\min 2} \} = \max \{ 2,60 \text{ cm}^2; 2,17 \text{ cm}^2; 3 \text{ cm}^2 \} = 4,46 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

3) Espacement :

$$\delta_t \leq \min (1,5 \times h ; 30 \text{ cm}) = \min (22,5 ; 30 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau VI.5:ferraillage des voiles

Armatures calculés verticale (cm²)	Armatures calculés Horizontale (cm²)	Section correspondant verticale	Section correspondant Horizontale
3.577	3.577	Choisi 6T14 $A_s=9.24\text{cm}^2/\text{ml}$	Choisi 4T14 $A_s=6.16\text{cm}^2/\text{ml}$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferraillé les poteaux ,poutres et voiles. Nous présentons dans le 5^{ème} étude sismique.

CHAPITRE VII :

Fondation

VII.Fondation

VII.1 Introduction ;

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

✓ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

✓ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :L'étude géotechnique

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VII.2 Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 1.5 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.1m.

VII.2.1 Pré-dimensionnement des semelles :

du sole a donné une contrainte admissible 1.5 bars.

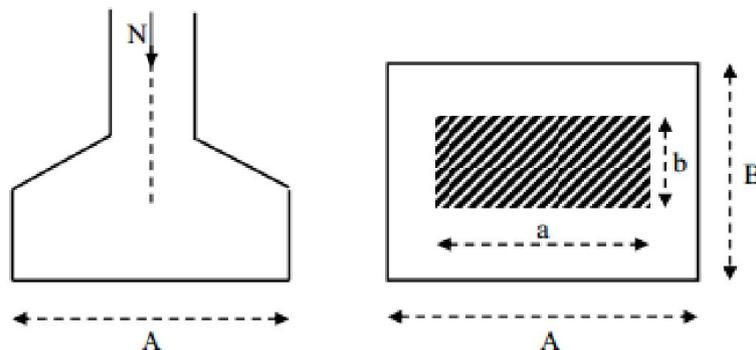
VII.2.1.1 Semelle isolé :

La surface de la semelle est donnée comme suit : $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$



VII.1 :Figure schéma de semelle isolée

Pour calculer, nous prendrons la colonne la plus ventilée :

Tableau VII.1 :Pré-dimensionnement de semelle isolé

Poteau	N(KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ KN/m ²	S max	B max
53	3456.87	150	23.05	4.8

Remarque: Vu que les dimensions des semelles sont importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

⇒Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes

VII.2.1.2 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau :

1) Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{BL}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$:capacité portant du sol($\bar{\sigma}_{sol}=150\text{KN/m}^2=0.15\text{MPa}$)

B :Largeur de la semelle.

G et Q :charge et surcharge à la base du voile.

L :longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableauci – dessous :

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles

Voiles	N(KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	S(m ²)	B(m)	L(m)
Voile1	1564.08	150	8.68	2.95	5.51
Voile2	4102.5	150	10.94	3.31	5.3
Voile3	2388.96	150	11.31	3.36	5.2
Voile4	4504.40	150	11.29	3.39	1.45

2) Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous les poteaux

file	N(KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$	L(m)	B(m)	S(m ²)
A	16392.22	150	25.33	4.31	109..17
B	10631.14	150	25.33	2.8	70.92
C	15596.27	150	25.33	4.1	103.85
D	8040.16	150	10.60	5.06	53.64
E	8220.72	150	10.60	5.17	54.80
F	4757.80	150	10.60	2.99	31.69

$$S(\text{tour})=656.02\text{m}^2 \rightarrow 0.5 \times 656.02=327.01\text{m}^2$$

$$S(\text{filante})=424.07\text{m}^2 > S(\text{tour}) \times 0.5$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.2.1.3 Etude du radier général :

1) Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes

- Formule empirique :

$$\text{La nervure du radier doit avoir une hauteur } h \text{ égale à ; } h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{570}{10} = 57\text{cm}$$

Avec L_{max} =entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

➤ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

➤ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{10}; L_{max} = 5.7\text{m} \rightarrow 71.25\text{cm} \leq hr \leq 114\text{cm}$$

➤ Condition de la longueur élastique :

$$Le = \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{1/4} \geq 2L_{max}/\pi$$

Avec ;

Le : Longueur élastique

Lmax : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ($E_{vj}=10819\text{MPa}$).

b_1 : Largeur de la l'étrétype de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm

$$b_1 = 60 + 10 = 70\text{cm}$$

I : Inertie de la section du radier. ($I = b \times h^3 / 12$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 5.70\right)^4 * 40 / 10819} = 0.64\text{m} = 64\text{cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est $hr=100\text{cm}$ $b=70\text{cm}$

2) Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{570}{20} = 28.5\text{cm}$$

Avec ;

L_{max} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5}; L_{max} = 5.7\text{m} \rightarrow 71.25\text{cm} \leq hr \leq 114\text{cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de $h_d=80\text{cm}$ pour la dalle du radier

3) Calcul de la surface de radier :

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec ;

$\sum Ri$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon **l'RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4)** suivant : **$G+Q \pm E$** et **$0,8G \pm E$** réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

ELS ; $N_{ser} = 32143.86\text{KN}$

$G+Q \pm E$; $N_{acc}(MAX) = 66735.23\text{KN}$

$$\text{Alor ; } S_{radier} = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{66735.23}{150} = 444.90\text{m}^2$$

On a surface du radier $S(\text{radier}) >$ Surface de la base de $S(\text{Tour}) = 654.02\text{m}^2$, on prévoit un débord pour le radier de la Tour.

4) Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$ on prend $L_d = 25.93\text{cm} \rightarrow S(\text{débord}) = 24.46\text{m}^2$ surface du radier ;

$$S(\text{radier}) = S(\text{Tour}) + S(\text{débord}) = 654.02 + 24.46 = 678.48\text{m}^2$$

$$S(\text{radier}) = 678.48\text{m}^2$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Largeur minimale de débord } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$V : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = (q_u \times L_{max}) / 2 = ((N_u \times b) / S_{rad}) \times L_{max} / 2$$

Avec : $Nu = 1,35 \times Nser + 1,35 \times Poids\ radier = 1,35 \times 32143.86 + 1,35 \times 35971.00 = 91955.06\ KN$

$Nu = 91955.06\ KN$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, $L = 5.70m$

$$Vu = (qu \times Lmax)/2 = \frac{91955.06 \times 0.8}{678.48} \times \frac{5.70}{2} = 0.309\ MPa < 1,25\ MPa$$

Condition vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

b) Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma_{eau} \times h \times Sr$$

Avec :

W : Poids propre total de la Tour à la base du radier $GT + Grad = 35.97 + 257.84 = 293.81\ MN$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma= 10\ KN/m^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h=3,50m$).

Sr : Surface du radier ($Sr = 678.48\ m^2$)

$$W \geq \alpha \times \gamma_{eau} \times h \times Sr = 79.99\ MN$$

Condition vérifiée (Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique).

c) Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale).On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique $>$ à 1,5.

Calcul dû à l'effort normal : $G+Q=42293.36\ KN$

d) Les moments d'actions sismiques :

1) sens longitudinal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{Rx} = 77259.59\ KN.m$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{st} = 42293.36 \times 10.1 = 213581.47\ KN.m$$

D'où ; $M_{st}/M_{Rx} = 213581.47 / 77259.59 = 2.76 > 1,5$

2) sens transversal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est ;

$$M_{Ry} = 96347.41\ KN.m$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{st} = 12293.36 \times 10.6 = 130309.62\ KN.m$$

D'où ; $M_{st}/M_{Ry} = 130309.62 / 96347.59 = 1.71 > 1,5$

Finalement : Donc pas de risque de renversement.

e) Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 1,50\ bar$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K$$

$$\sigma_{b1} = \frac{F_z}{S_r}$$

Avec :

U_{zmax} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures : **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**

$$U_{zmax} = 0,5 \times 10^{-2} \text{m}$$

K: le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$K = 287.03 \text{ KN/m}^3$ (tableau du module de réaction du sol)

F_z : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures: **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**

$$F_z = 42309.18 + 0.8 \times 25 \times 678.48 = 55878.78 \text{ kN}$$

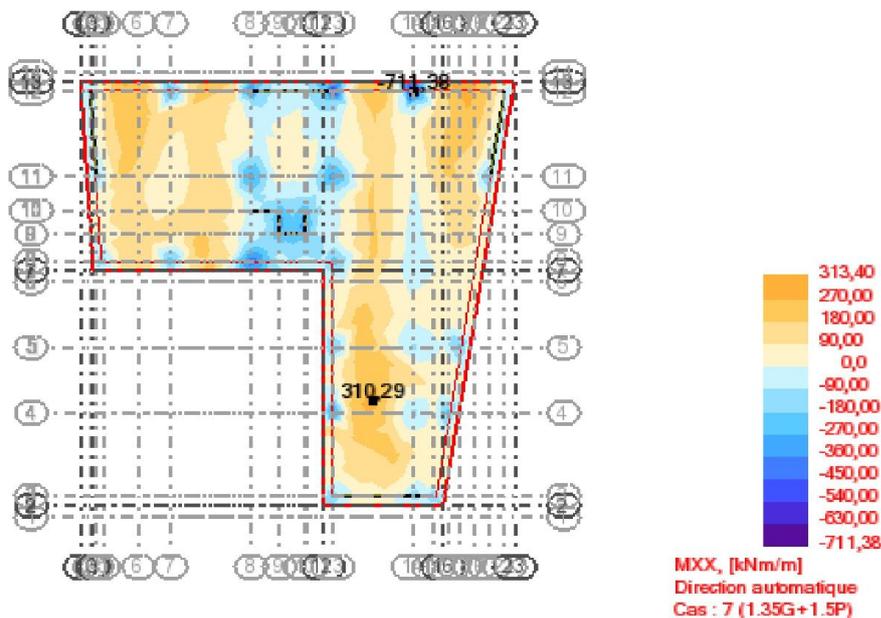
Donc on aura,

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K = 0.005 \times 287.03 = 1.44 \text{ KN/m}^2 = 0.014 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 0.014 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.1.4 Ferrailage du radier :

- 1) Calcul de Ferrailage de la dalle radier :



FiguerVII.2: différentes sollicitations agissantes aux 1^{ère} radier proposé Moment: M_{xx} «ELU»

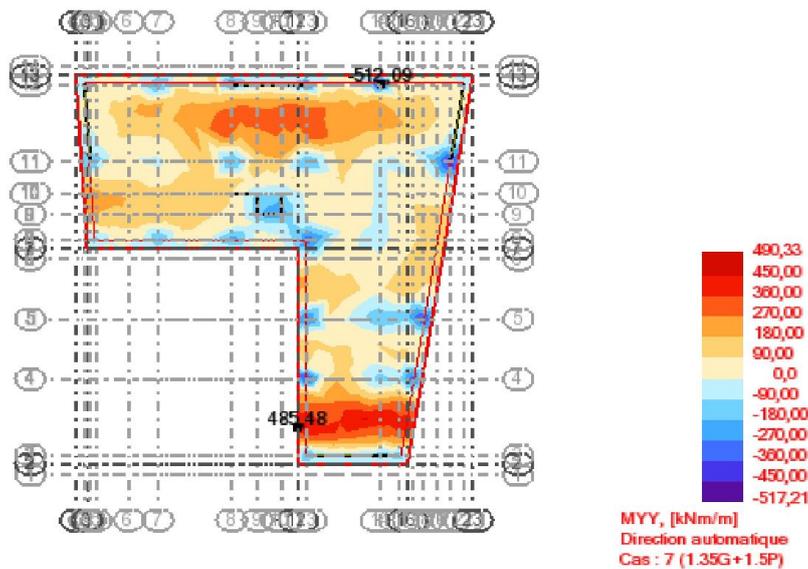


Figure VII.3.: différentes sollicitations agissantes aux 1^{ère} radier proposé Moment: M_{yy} «ELU»

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0.8×1,00 »m² et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

Calcul de ferrailage à l'ELU :

1. En travée :

- Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.3134}{1 \times 0.72^2 \times 14,2} = 0,039$$

$$\mu_u = 0.039$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.050$$

$$B=0.98$$

$$A_{st}=12.76\text{cm}^2 \text{ on adopte : } 7\text{T16 de section } 14.07\text{cm}^2/\text{ml}$$

- Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.49033}{1 \times 0.72^2 \times 14,2} = 0,067$$

$$\mu_u = 0.067$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = 0.086$$

$$B=0.97$$

$$A_{st}=20.27\text{cm}^2 \text{ on adopte : } 8\text{T18 de section } 20.36\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 9.66\text{cm}^2/\text{ml} \text{ condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 313.4\text{KN. m.}$:

Il faut vérifiée que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec ; $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{313.4}{229.46} = 1.37$

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43$

2. En appui :

Même étapes de calcul faites pour les niveaux d'appuis :

- Ferrailage suivant Lx :

$A_{st} = 29.9 \text{ cm}^2$

on adopte : **8T22** de section **30.41cm²/ml**

- Ferrailage suivant Ly :

$A_{st} = 21.4 \text{ cm}^2$

on adopte : **6T22** de section **22.81cm²/ml**

➤ Vérification de Condition de non fragilité :

$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 10.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 9.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ condition vérifiée

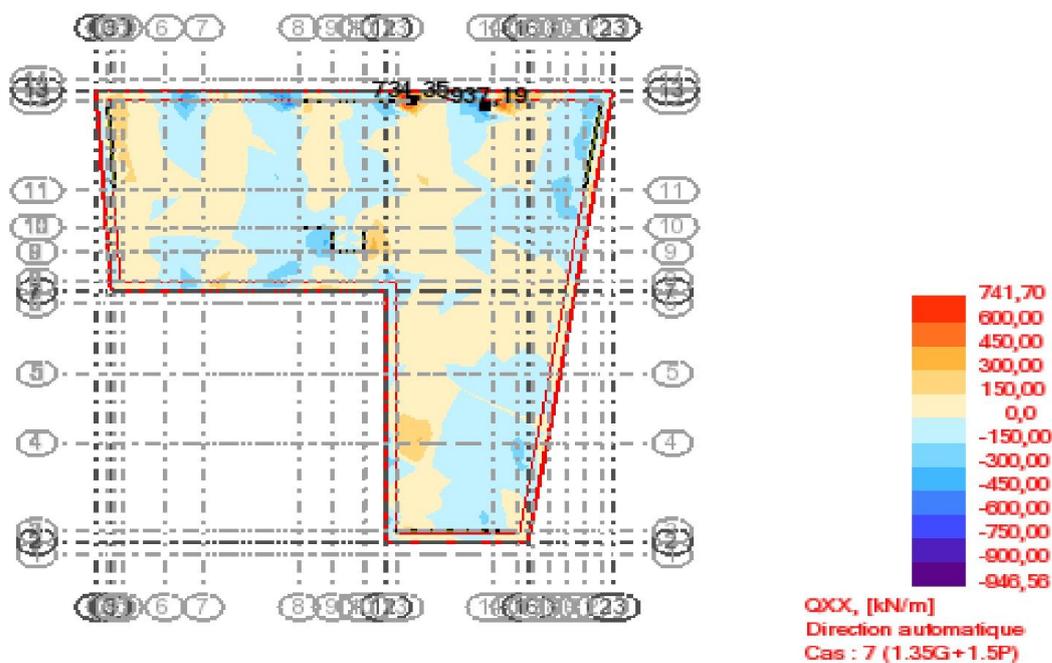


Figure VII.4: différentes sollicitations agissantes au 3^{ème} type de radier proposé effort tranchant: T_{xx} «ELU»

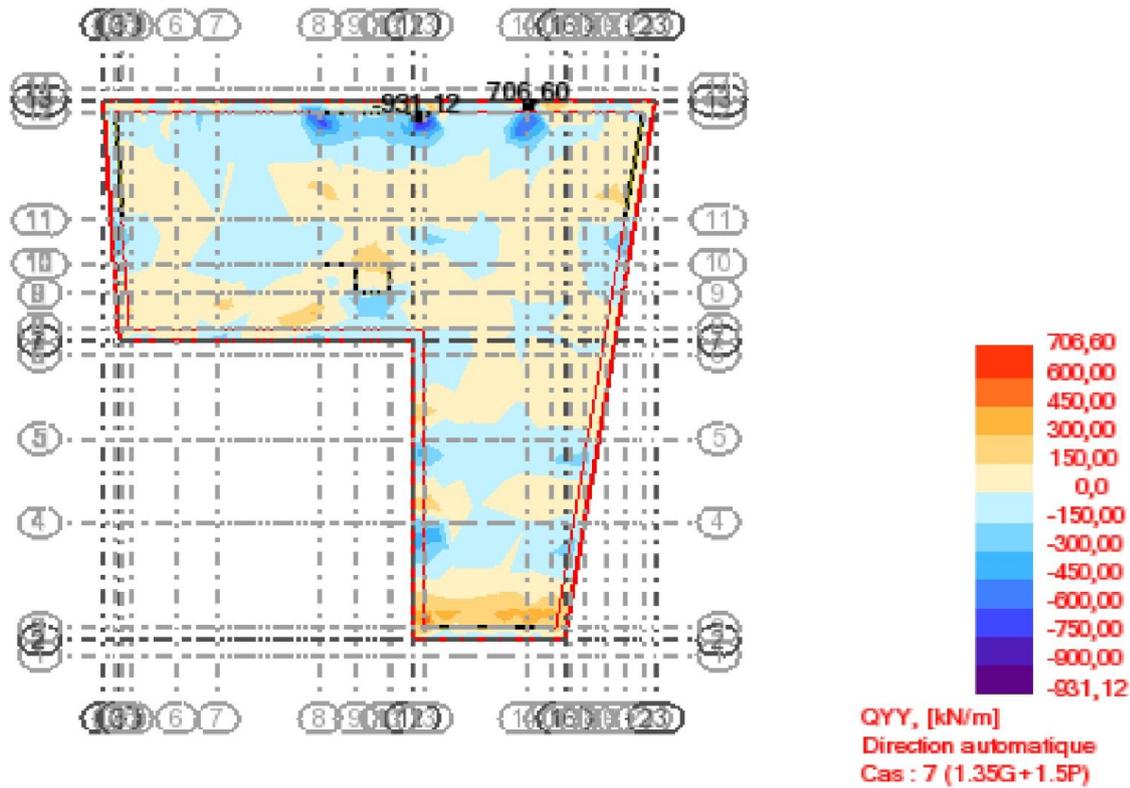


Figure VII.5: différentes sollicitations agissantes au 3^{ème} type de radier proposé effort tranchant: $T_{yy}\langle ELU \rangle$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{0.7417}{1 \times 0.72} = 1.03 MPa$$

$$\tau_{u1} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_{u1} = 2.5 MPa > \tau_u = 1.03 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de l'espacement : D'après le (BAEL91 révisée 99) :

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

Alors on adopte un espacement de :

St = 15cm de armatures longitudinales.

St = 10cm de armatures transversales.

Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times 120 = 240 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003}$

(Fig.7.2)

$$h' = 160 \text{ cm}$$

2) Calcul de Ferrailage de nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :

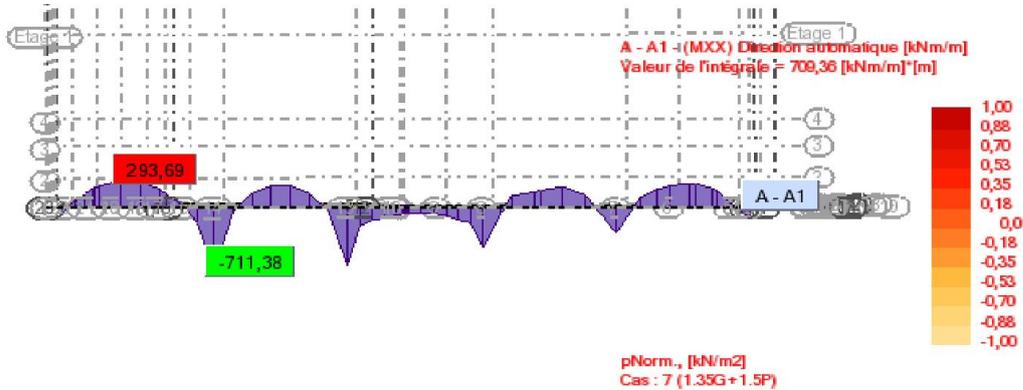


Figure VII.6 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures

1. Ferrailage longitudinal :

ELU :

✓ En travée :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 293.69 \text{ KN.m} = 0.29 \text{ MN.m}$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

On a : $b=0.7\text{m}$; $h_0=1\text{m}$; $d=0.9 \times h=0.9\text{m}$; $f_{bc}=14.2\text{Mpa}$

$$\rightarrow M_t = 0.7 \times 1 \times 14.2 \times \left(0.9 - \frac{1}{2}\right) = 3.976 \text{ MN.m}$$

$\rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, les calculs faites en flexion simple avec une section qui était rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.29369}{0.7 \times 14.2 \times 0.9^2} = 0.037$$

$$\mu_u = 0.037$$

\rightarrow La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.046$$

$$B=0.98$$

$A_{st}=9.55\text{cm}^2$ on adopte : **5T16** de section **10.05 cm²/ml**

✓ En appui:

$$\mu_u = \frac{M_{uamax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.711}{0.7 \times 14.2 \times 0.9^2} = 0.088$$

$$\mu_u = 0.088$$

\rightarrow La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.116$$

$$B=0.95$$

$A_{st}=23.82\text{cm}^2$ on adopte : **8T20** de section **25.13 cm²/ml**

➤ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 8.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

Le moment maximum en travée $M_{\text{max}} = 293.69 \text{ KN.m.}$:

$$\text{Il faut vérifiée que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec ; } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{293.69}{217.00} = 1.35$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.427$$

$0.236 \leq 0.427 \rightarrow$ condition vérifiée.

En appui :

$$\gamma = \frac{M_a}{M_s} = \frac{711.38}{517.46} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.437$$

$0.236 \leq 0.437 \rightarrow$ condition vérifiée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Largeur minimale de débord } \tau_u = \frac{V_{u\text{max}}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{416.71 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.9} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour des fissuration peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} ; \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales ;

$$\phi_1 = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_1 = \min(2.86; 7)$$

On prend ; $\phi_1 = \phi 12 \text{ mm}$

3. Calcul d'espacement des cadres

D'après le **RPA 99/version 2003 (Art 7.74.2.2)** on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min(h/4 ; 12\phi ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(25 ; 12 ; 30 \text{ cm})$$

On prend : $St = 12 \text{ cm}$

Zone courante : $St \leq h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm}$; On prend : $St = 15 \text{ cm}$

VII.2.1.5 Ferrailage du radier (sans voile):

1) Calcul de Ferrailage de la dalle radier :

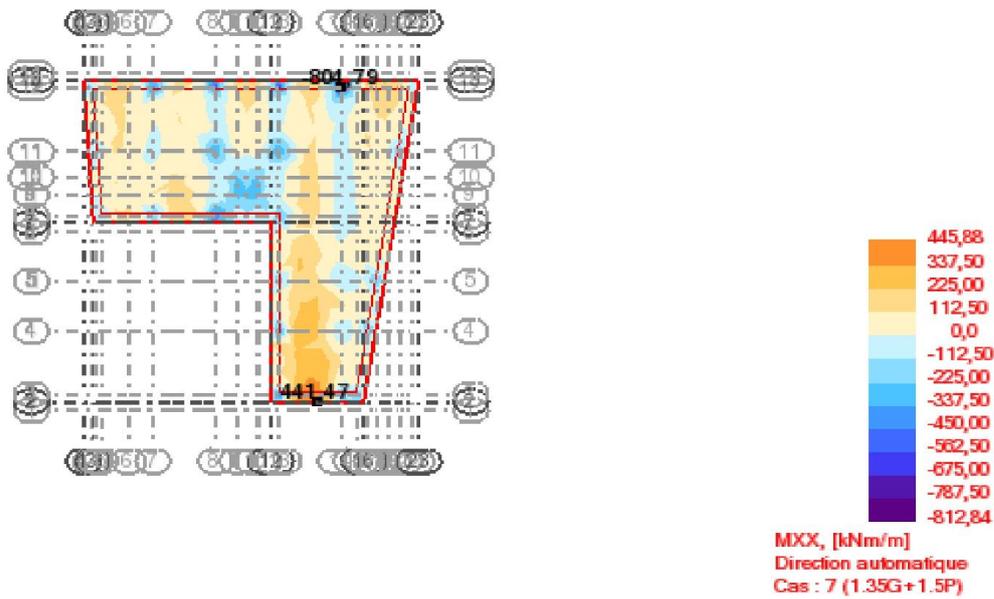


Figure VII.7: différentes sollicitations agissantes aux 1^{ère} radier proposé Moment: M_{xx} «ELU»

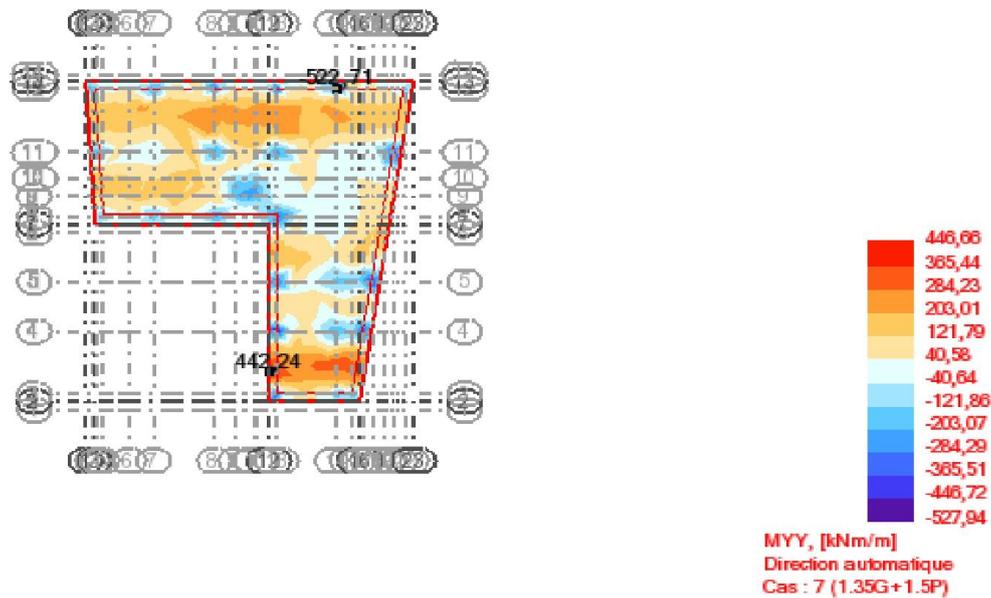


Figure VII.8: différentes sollicitations agissantes aux 1^{ère} radier proposé Moment: M_{yy} «ELU»

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0.8×1,00 »m² et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

Calcul de ferrailage à l'ELU :

3. En travée :

- Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.44588}{1 \times 0.72^2 \times 14,2} = 0,061$$

$$\mu_u = 0.039$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = 0.078$$

$$B=0.969$$

$A_{st}=18.36\text{cm}^2$ on adopte : **7T20** de section **21.99** cm^2/ml

- Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.4466}{1 \times 0.72^2 \times 14,2} = 0,061$$

$$\mu_u = 0.067$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = 0.078$$

$$B=0.969$$

$A_{st}=18.24\text{cm}^2$ on adopte : **7T20** de section **21.99** cm^2/ml

4. En appui :

Même étapes de calcul faites pour les niveaux d'appuis :

- Ferrailage suivant Lx :

$$A_{st} = 34.46 \text{ cm}^2$$

on adopte : **8T25** de section **39.27** cm^2/ml

- Ferrailage suivant Ly :

$$A_{st} = 21.89 \text{ cm}^2$$

on adopte : **7T20** de section **21.99** cm^2/ml

➤ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 10.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 9.66 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{condition vérifiée}$$

3) Calcul de Ferrailage de nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :

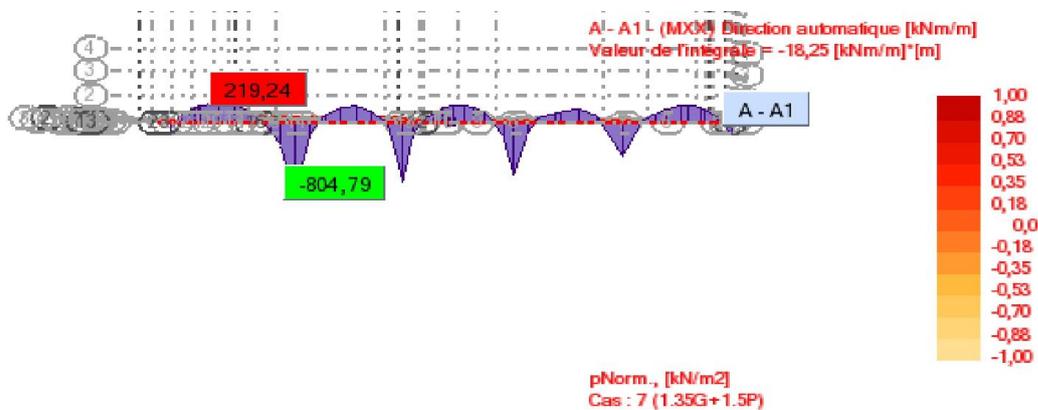


Figure VII.9 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures

4. Ferrailage longitudinal :

ELU :

✓ En travée :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 219.24KN.m = 0.22MN.m$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

On a : $b=0.7m$; $h_0=1m$; $d=0.9 \times h=0.9m$; $f_{bc}=14.2Mpa$

$$\rightarrow M_t = 0.7 \times 1 \times 14.2 \times \left(0.9 - \frac{1}{2}\right) = 3.976MN.m$$

$\rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, les calculs faites en flexion simple avec une section qui était rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.21924}{0.7 \times 14.2 \times 0.9^2} = 0.0272$$

$$\mu_u = 0.037$$

\rightarrow La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0272}) = 0.0345$$

$$B=0.9655$$

$A_{st}=7.25cm^2$ on adopte : **4T16** de section **8.04 cm²/ml**

✓ En appui:

$$\mu_u = \frac{M_{uamax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.80479}{0.7 \times 14.2 \times 0.9^2} = 0.099956$$

$$\mu_u = 0.099956$$

\rightarrow La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.099956}) = 0.131$$

$$B=0.947$$

$A_{st}=27.13cm^2$ on adopte : **9T20** de section **28.27 cm²/ml**

➤ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 8.45cm^2/ml \text{ condition vérifiée}$$

5. Calcule des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales ;

$$\phi_1 = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_1 = \min(2.86; 7)$$

On prend ; $\phi_1 = \phi 12mm$

6. Calcul d'espacement des cadres

D'après le **RPA 99/version2003(Art 7.74.2.2)** on a :Zone nodale $St \leq \min(h/4 ; 12\phi ; 30cm)$

$St \leq \min(25 ; 12 ; 30cm)$

On prend : $St = 12cm$

Zone courante : $St \leq h/2 = 100/2 = 50cm$; On prend : $St = 15cm$

Tableau VII.4 : Pré-dimensionnement et ferrailage de radier dans deux structure (sans voile et avec voile)

	Structure sans voile		Structure avec voile	
	Pré dimensionnement de radier général			
Epaisseur de Nervure du radier	100cm ²		100cm ²	
Epaisseur de la dalle du radier	80cm ²		80cm ²	
Calcul de la surface de radier	694.78m ²		678.48m ²	
	Ferrailage de radier			
	en travée			
suivant Lx	7T20	A _s =21.99cm ² /ml	7T16	A _s =14.07cm ² /ml
suivant Ly	7T20	A _s =21.99cm ² /ml	8T18	A _s =20.36cm ² /ml
	en appuie			
suivant Lx	8T25	A _s =39.27cm ² /ml	8T22	A _s =30.41cm ² /ml
suivant Ly	7T20	A _s =21.9cm ² /ml	6T22	A _s =22.81 cm ² /ml
	Ferrailage de nervure			
Longitudinal en travée	4T16	A _s =8.04 cm ² /ml	5T16	A _s =10.05cm ² /ml
Longitudinal en appuie	9T20	A _s =28.27 cm ² /ml	8T20	A _s =25.13 cm ² /ml
armatures transversales	Φ=12mm		Φ=12mm	

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans le cadre du projet de fin d'étude, nous avons été très bénéfique ainsi bien sur le plan théorique que pratique pour ce qui est de la structure en béton armé. Les recherches effectuées en fin de formation nous ont présents sept intérêts :

- ❖ le premier intérêt porte sur la mise en pratique des connaissances théorique acquises durant le cursus de formation universitaire en matière génie civil
- ❖ le deuxième intérêt porte l'utilisation et l'exploitation des règlements techniques.
- ❖ le troisième intérêt porte sur la création d'une modélisation des bâtiments avec le logiciel de calcul aux éléments finis par logiciel Robot. Cette étape était indispensable pour pouvoir mener l'étude sismique paramétrique des structures.
- ❖ le quatrième intérêt porte sur la participation et la reprise des voiles de contreventement et les portiques des charges horizontales à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le règlement parasismique Algérien , les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales par contre Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- ❖ Le cinquième intérêt porte sur la résolution des problèmes tenant compte, la disposition des voiles de contreventement et leurs importance dans la stabilité des structures vis-à-vis de l'action sismique ainsi la capacité de structures contreventées par des voiles de contreventement de dissiper l'énergie durant un séisme majeur dans toutes les directions d'influence prévues.
- ❖ Le sixième intérêt porte sur la manipulation et la maîtrise de certains logiciels (Robot Milinium, Autocad).
- ❖ Le septième intérêt porte sur vérification de stabilité dynamique des structures selon les deux sens d'influence de séisme.

Nous avons choisi le logiciel Robot Milinium à partir de ses multiples avantages comme : la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution, il définit la structure à analyser dans son ensemble avec l'interprétation graphique des résultats de l'analyse dynamique et statique.

CONCLUSION

Enfin, nous espérons que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets afin de participer à la relance du secteur de bâtiment en Algérie. De plus, les échanges avec les étudiants de master ont été très enrichissants et me motivent à continuer dans cette voie.

BIBLIOGRAPHIES

BIBLIOGRAPHIES

- ✓ D.T.R. « Règles Parasismiques Algériennes », R.P.A. 99 version 2003.
- ✓ béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- ✓ C.B.A 93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ✓ DTR-BC.22 Charges permanentes et charge d`exploitation.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armée - M.Belazougui (1991).
- ✓ Le béton armée a l`état limite - M.Belazougui(2000).
- ✓ Contreventement du bâtiment par des viles – Amar Chanti-OPUI 1989.
- ✓ béton armé guide de calcul (H. Renaud et J.lamirault)(1993).
- ✓ Projet de Fin d`Etudes « Étude parasismique de 3 bâtiments en béton armé à Colmar »
Juin 2011 « Antoine-Xavier GANGLOFF Elève ingénieur de 5^{ème} année, INSA de
Strasbourg »
- ✓ Mémoires des fins d`études.
- ✓ Guide pratique du « RobotStructural ».www.4geniecivil.com