



République Algérienne Démocratique et
Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Centre Universitaire El-wancharissi de
Tissemsilt



Institut des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structure**

Présentée par : **MAHGOUN Ibrahim**

HABEL Hakim

Thème

Etude de la performance sismique d'une structure en béton armé par analyse non linéaire

Soutenu le,

Devant le Jury :

ADIM Belkacem	Président	M.C.B	CU-Tissemsilt
ABDELHAMID Abdelmalek	Encadreur	M.A.A.	CU-Tissemsilt
TABET Mohamed	Examinatrice	M.C.B.	CU-Tissemsilt

Année universitaire : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

سنة ١٤٢٠ هـ

Remerciements




Tout d'abord, merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que Nous remercions notre encadreur Mr ABDELHAMID Abdelmalek pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions nos parents, nos frères, sœurs et toutes nos familles pour leur soutien. Sans leurs encouragements, je n'aurais pu mener à bien ce travail.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.



Dédicaces

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Mon très cher frère et mes sœurs.

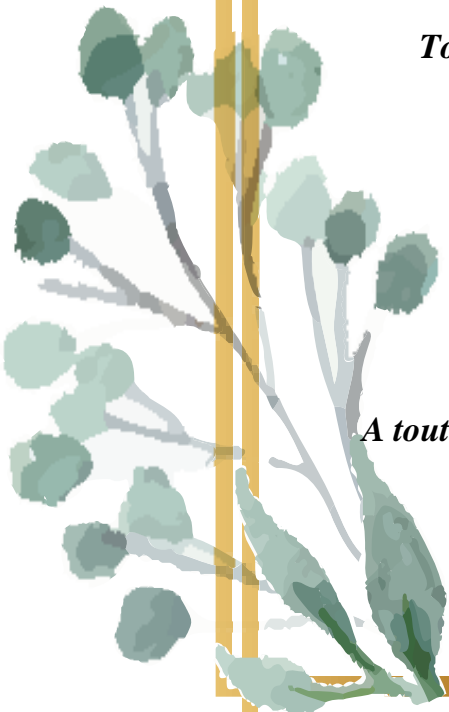
Toute ma famille sans exception MAHGOUN et KHADOUS.

Tous mes amis.

Tous ceux qui nous sont très chers.

A toute la famille Génie Civile Etudiants – Enseignants.

MAHGOUN Ibrahim



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail avec grand
amour à mes chers parents*

À tous les membres de ma famille

À tous mes amis et mes enseignants

*Spécialement à Ahlem qui nous a beaucoup
aidé et à mon binôme MAHGOUN Ibrahim et sa
famille*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de
loin à la réalisation de ce modeste travail.*

HABEL Hakim

ملخص

يتكون المشروع الحالي من دراسة مبنى (R + 5) للاستخدام السكني. الهيكل مصنف في "مجموعة الاستخدام 2"، ويقع في منطقة زلزالية متوسطة (IIa)، وفقاً للمعايير الزلزالية الجزائرية رقم 99 إصدار 2003.

تم إجراء النمذجة الهيكلية والتحليلات المختلفة باستخدام برنامج ETABS V9.7.4. كما تم حساب تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة ، العوارض) باستخدام برنامج التسليح SOCOTEC. نظام التدعيم المعتمد هو من النوع العملاق المدعم بالأشعة ، وقد تم اختيار تصميم الأشعة بعناية. نظام الأساس المعتمد عبارة عن لبشة ذات أعصاب يضمن نقل الأحمال الرأسية.

تم اختيار خمس تسجيلات باستخدام برنامج SEISMO-SELECT.

تم إجراء تحليل ديناميكي غير خطي للهيكل باستخدام التسجيلات المختارة لتقييم الاستجابة الديناميكية للهيكل.

تم تقديم مقارنة بين طريقتين التحليل الديناميكي "التحليل الطيفي النموذجي والتحليل الديناميكي الزمني".

الكلمات المفتاحية : الهيكل ، الحجاب ، ETABS ، طيف الاستجابة ، تسجيل زلزالي ، الطيف المستهدف ، التحليل الزمني.

Résumé

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (R+5) à usage d'habitation. L'ouvrage est classé dans le « groupe d'usage 2 », et implanté en zone de moyenne sismicité (IIa), selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003.

La modélisation de structure et les différentes analyses ont été faites à l'aide du logiciel ETABS V9.7.4. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été calculé à l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Le système de contreventement adopté est de type portiques contreventés par des voiles, la disposition des voiles a été soigneusement choisit.

Le système de fondation adopté est un radier nervuré qui assure la transmission des charges verticales.

Cinq enregistrements ont été sélectionnés à l'aide du logiciel SEISMO-SELECT.

Une analyse dynamique non linéaire de la structure, a été menée en utilisant les enregistrements sélectionnés afin d'évaluer la réponse dynamique de la structure.

Une comparaison entre les deux méthodes d'analyse dynamique « l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique temporelle » a été présenté.

Mots clés : Structure, voiles, ETABS, Spectre de réponse, Accélérogrammes, Spectre cible, Analyse temporel.

Abstract

The present project consists in studying a building (R + 5) for residential use. The structure is classified in "use group 2", and located in a zone of medium seismicity (IIa), according to the Algerian Parasismic Regulation 99 version2003.

The structural modeling and the different analyzes were carried out using ETABS V9.7.4 software. The reinforcement of load-bearing elements (columns, beams) was calculated using SOCOTEC reinforcement software.

The bracing system adopted is of the gantry type braced by walls, the layout of the walls has been carefully chosen.

The foundation system adopted is a ripped raft which ensures the transmission of vertical loads.

Five records were selected using the SEISMO-SELECT software.

A nonlinear dynamic analysis of the structure was performed using the selected recordings to assess the dynamic response of the structure.

A comparison between the two dynamic analysis methods "spectral modal analysis and temporal dynamic analysis" was presented.

Keywords: Structure, walls, ETABS, Response spectrum, Accelerograms, Target spectrum, Time History analysis.

Sommaire

Remerciements	I
Dédicaces	II
ملخص.....	IV
Résumé.....	V
Abstract	VI
Sommaire	VII
Liste des figures	XV
Liste des tableaux	XIX
Liste des notations.....	XXIII
Introduction générale :	1

Partie I : Etude bibliographique

Introduction	2
I.1. Principe de l'analyse	3
I.2. Méthodes d'intégration pas à pas	4
I.2.1. Exposé de la méthode "pas à pas":.....	5
I.2.2. Résumé du procédé numérique :.....	9
I.2.3. Longueur de pas.....	10
I.2.4. Résumée Résolution mathématique« pas à pas »	10
I.3.Représentation de l'action sismique	11
I.3.1 Spectre cible.....	11
I.3.2 Accélérogrammes sismiques.....	11
I.3.2.1. Accélérogrammes réels	12
I.3.2.2. Accélérogrammes artificiels:	12
I.3.2.3. Accélérogrammes synthétiques.....	12
I.4. Critère de sélection des mouvements sismiques:.....	13
I.4.1.Magnitude et distance	13
I.4.2.Contenu Fréquentiel.....	13
I.4.3.Type de sol.....	13
I.4.4. Durée significative	15
I.4.5. Environnement tectonique	15
I.5.bases des données pour les accélérogrammes.....	15
I.5.1. Base de mouvements forts européenne (European Strong Motion) :	15

I.5.2. La base des données PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center)	16
I.5.3. ESM (la base de données Engineering Strong-Motion)	16
I.5.4.La base de données TR-NSMN	17
I.6.Présentation de quelques logiciels de sélection etd'étalonnage des accélérogrammes :.....	17
I.6.1.Seismo match	17
I.6.2.Seismo Signal.....	21
I .6.3.Seismo Artif	22
I .6.4.SeismoSelect	23
Conclusion.....	26

Partie II : Etude d'un bâtiment

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction :	27
I.1.Situation du projet :	27
I.2. Présentation de l'ouvrage:.....	28
I.3. Données géotechniques du site :	29
I.4. Caractéristiques géométriques :	29
I.5. Ossature et système constructif adopte :.....	30
I.5.1.Ossature :	30
I.5.2.Planchers :	30
I.5.3.Escaliers :	31
I.5. 4.Maçonnerie :	31
I.5.5.Revêtement :	31
I.5.6.Isolation :	31
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	31
I.6.1.Le Béton :	31
I.6.2. Aciers :	34
I.7.Contrainte admissible de cisaillement.....	36
I.8.Etats limites:.....	36
I.8.1. E.L.U.R:	36
I.8.2. E.L.S:	38
I.9.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	38
I.9.1.Etat limite ultime :	38

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Introduction :	39
II.1.Evaluation des charges et surcharges :	39
II.2.Pré dimensionnement :	43
II.2.1. Planchers à corps creux :	43
II.2.2 .Les poutrelles :	44
II.2.3. Dalle pleine (cage d'escalier) :	44
II.2.4. Les poutres :	45
II.2.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales :	45
II.2.4.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :	46
II.2.5.Les poteaux :	47
II.2.5.1.Descende des charges :	47
II.2.5.1. Vérification :	51
II.2.5.1.1. Vérification à l'E.L.U.R :	51
II.2.6. Les voiles :	54
II.2.7.Acrotère	55
II.2.7.1.Evaluation des charges et surcharges:	55
II.2.8. Les escaliers :	56
II.2.8. 1.Constituants d'un escalier :	56
II.2.8.2.Dimensionnement d'un escalier :	57
II.2.8.3.Détermination l'épaisseur de la paillasse:	58
II.2.9. La poutre palière :	58
II.2.9.1.Pré-dimensionnement:	58
II.2.9.2.Descente des charges:	59
Conclusion :	59

Chapitre III : Evaluation des actions

Introduction :	60
III.1. L'acrotère :	60
III.1. 1.Vérification de l'acrotère sous charge sismique :	60
III.1.2.Sollicitations :	60
III.1.3.Calcul de l'excentricité :	61
III.1.4. Ferrailage :	62
III.1.5.Vérification de l'effort tranchant :	64

III.2. Les escaliers :	64
III. 2.1.Evaluation des charges et des surcharges :.....	64
III. 2.1.1.Combinaison d'actions:.....	64
III. 2.1.2.Calcul des sollicitations :.....	65
III. 2.2.Calcul du ferrailage :.....	68
III. 2.3.Vérification de l'effort tranchant :.....	70
III. 2.4.Vérification des contraintes :.....	71
III.3.Etude de la poutre palière :.....	72
III.3.1.Combinaisons de charges :.....	72
III.3.2.Calcul du ferrailage:.....	73
III.3.3.Vérification de l'effort tranchant :.....	74
III.4. Balcon :	75
III.4.1 Evaluation des charges :.....	76
III.4.2.Sollicitation de calcul :.....	77
III.4.3.Calcul des moments :	77
III.4.4. Calcul le ferrailage :.....	79
III.4.5.Vérification de l'effort tranchant :.....	79

Chapitre IV : Etude des planchers

Introduction :.....	81
IV.1. Calcul des plancher :.....	81
IV.1.1. Les poutrelles :.....	82
IV.1.2. Les différents types de poutrelles :.....	86
IV.1.3.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :.....	87
IV.1.4.Evaluation des charges :(charge sollicitée sur les poutrelles).....	87
IV.1.4.1.Plancher d'étage courant :.....	87
IV.1.4.2.Plancher terrasse inaccessible:.....	91
IV.1.5.Ferrailage des poutrelles	94
IV.5.1.Ferrailage longitudinal	95
IV.5.1.1.Ferrailage en travée.....	95
IV.5.1.2.Ferrailage appuis.....	95
IV.5.2. Ferrailage transversal (art. A.7.2.2BAEL91).....	97
IV.5.2.1.Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9).....	97

IV.5.3. Vérification de liaison de table de compression à la nervure (Art : A.5.1.321 BAEL91)	98
IV.5.4. Vérification à l'état limite de service(ELS)	99
IV.6. Ferrailage de la dalle de compression :	101
IV.6.1. Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures :	101
IV.6.2. Espacement pour les armatures parallèles aux nervures :	101

Chapitre V : Etude sismique

Introduction	103
V.1. Choix de la méthode de calcul.	103
V.1.1. La méthode statique équivalente :	103
V.1.2. La méthode modale spectrale	103
V.1.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	104
V.2. Modélisation de la structure étudiée.	105
V.3. Disposition des voiles.	106
V.4. Calcul par la méthode spectrale.	107
V.4.1. Calcul de la force sismique.	107
V.4.2. Spectre de réponse de calcul :	107
V.4.3. Détermination des coefficients	109
V.5. Combinaisons d'action :	112
V.6. Détermination des poids (W_t) de la structure :	113
V.7. Caractéristiques géométriques :	113
V.8. Caractéristiques dynamiques de bâtiment :	113
V.9. Vérifications.	116
V.9.1. Vérifications de participation de la masse.	116
V.9.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :	116
V.9.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.	116
V.9.4. Vérification du coefficient de comportement :	117
V.9.5. Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement :	117
V.9.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ .	118
V.9.7. Vérification de l'effort normal réduit :	120
Conclusion:	121

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Introduction :	122
VI.1. Ferrailage des poteaux.	122
VI.1.1. Caractéristiques des matériaux :	123
VI.1.2. Actions et sollicitations :	123
VI.1.3. Les combinaisons d'action :	123
VI.1.4. Etapes du calcul :	123
VI.1.5. Exemple du calcul du ferrailage.....	127
VI.1.6. Vérification du poteau à l'effort tranchant :	132
VI.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement :	132
VI.1.8. Vérification :	133
VI.2. Ferrailage des poutres :	136
VI.2.1. Recommandation du RPA99/version 2003 :	137
VI.2.2. Armatures longitudinales :	137
VI.2.3. Ferrailage longitudinal des poutres :	138
VI.2.4. Ferrailage des armatures transversales :	139
VI.2.5. Vérification D'ABOUT	140
VI.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS :	141
VI.2.7. Vérification de la flèche	141
VI.3. Ferrailage Des Voiles :	142
VI.3.1. Les combinaisons d'action:	143
VI.3.2. Recommandations du RPA99/2003:	143
VI.3.3. Présentation de la méthode de calcul :	145
VI.3.4. Exemple de ferrailage détaillé:	146
VI.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement:	149
VI.3.6. Vérification à l'ELS:	149

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Introduction :	156
VII.1. Etude de voile périphérique:	156
VII.2. Etude de la fondation:	156
VII.2.1. Etude de sol :	157
VII.2.2. Choix de type de fondation:	157
VII.2.3. Combinaison d'action :	157

VII.2.4.Calcul des surfaces revenant aux semelles :	157
VII.2.4 .1. Semelles isolées :	158
VII.2.4 .2.Semelles filantes :	158
VII.2.5.Etude du radier général :	160
VII.2.5.1. Pré dimensionnement du radier :	160
VII.2.5.2.Calcul de l'épaisseur du radier :	161
VII.2.5.3.Détermination de la hauteur de la poutre de libage:	161
VII.2.5.4.Vérification des contraintes :	162
VII.2.5.5. La longueur élastique :	162
VII.2.5.6. Condition de non poinçonnement :	162
VII.2.5.7.Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :	163
VII.2.5.8.Caractéristique géométrique du radier :	163
VII.2.5.9.Vérification de la stabilité au renversement du radier :	164
VII.2.5.10.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :	165
VII.2.6.Ferraillage des panneaux du radier :	166
VII.2.7.Ferraillage des débords :	169
VII.2.8.Ferraillage des poutres de libages :	170
VII.2.8.1.Sens longitudinal (Y) :	170
VII.2.8.2.Sens transversal	171
VII.2.9.Armature de peau	172
VII.2. 10.Contrainte de cisaillement	173
VII.3. La Longrine:	175
VII.3.1. Dimensionnement de la longrine:	175
VII.3.2. Ferraillage de la longrine :	175

Partie III : Recherche

Introduction :	177
I.1.1.Méthodes d'analyse temporelle :	177
I.1.2.Méthodes d'analyse modale Spectral :	177
I.2.Analyse dynamique temporelle de la structure :	177
I.2.1.Sélection des enregistrements historiques :	178
I.2.2.L'application sur le logicielle :	179
I.2.3.Définir le spectre cible :	179
I.2.4.Sélectionner des enregistrements	180

I.3.Choix des accélérogrammes pour les analyses temporelles élastiques :.....	183
I.3.1.Définition de la fonction temporelle:	183
I.3.2.Définition des fonctions temporelles pour chaque enregistrement :.....	184
I.3. 3. Définir les noms de cas de charge statique :.....	184
Conclusion :.....	186
Conclusion générale	187
Bibliographie.....	188

Liste des figures

Partie I : Etude bibliographique

Figure I.1 : Comportement non linéaire.....	3
Figure I.2 : Variation linéaire d'accélération.....	6
Figure I.3 : Variation linéaire de vitesse.....	7
Figure I.4 : Variation linéaire de déplacement.....	7
Figure I.5 : Accélérogramme mesuré durant le séisme de Kobe1995	12
Figure I.6 : Chargement des historiques de temps d'accélération.....	18
Figure I.7 : Spectres de réponse des séismes sélectionnés et le spectre de réponse cible.	19
Figure I.8 : Fenêtre de progression des accélérogrammes.....	19
Figure I.9 : Matching des séries d'accélération	20
Figure I.10 : Matching spectre cible avec les spectres des réponses	20
Figure I.11 : Matching spectre moyenne	21
Figure I.12 : Correction et filtrage de la ligne de base.....	21
Figure I.13 : Accélérogramme synthétique.....	22
Figure I.14 : Série temporelles et spectre de réponse.	23
Figure I.15 : Recherche de dossiers de candidats	24
Figure I.16 : Mise à l'échelle et sélection des enregistrements	24
Figure I.17 : Définition des ordonnées spectrales cibles	25
Figure I.18 : Visualisation des enregistrements sélectionnés	25

Partie II : Etude d'un bâtiment

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Plan de situation	27
Figure I.2 : Plan de masse	27
Figure I.3.1 : Vue en plan de RDC	28
Figure I.3.2 : Vue en plan d'étage courant.....	29

Figure I.4 : Vue en élévation.....	30
Figure I.5 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.U.R	34
Figure I.6 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S	34
Figure I.7 : Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier.	35
Figure I.8: Diagramme des déformations limitées de la section	37

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Figure II.1 : Constituants d'un plancher terrasse	39
Figure II.2 : Constituants d'un plancher courant	40
Figure II.3 : Constituants d'un mur en double cloison	42
Figure II.4 : Plancher à corps creux	43
Figure II.5 : Dimensionnement de poutre	45
Figure II.6 : Section des poutres principale	46
Figure II.7 : Section des poutres secondaire	46
Figure II.8 : Surface du plancher revenant à un poteau central	48
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.....	54
Figure II.10 : Schéma de l'acrotère	55
Figure II.11 : Schéma « Escalier Vue en Plan »	56
Figure II.12 : Coupe des escaliers.....	56
Figure II.13 : Schémas statique	57
Figure II.14 : Schéma statique de la poutre palière	58

Chapitre III : Evaluation des actions

Figure III.1 : Dimensions de la section dangereuse.....	62
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère	64
Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées	65
Figure III.4 : Charge de paillasse et charge de palier à E.L.U.R	65
Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELUR	66
Figure III.6 : Charge de paillasse et charge de palier à E.L.S.	67

Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS	67
Figure III.8 : Ferrailage de l'escalier	70
Figure III.9 : Ferrailage poutre palière	75
Figure III.10 : Schéma statique de balcon	75
Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELUR	77
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS	78
Figure III.13 : Ferrailage de balcon	80

Chapitre IV : Etude des planchers

Figure IV.1 : Plancher a corps creux.....	81
Figure IV.2 : Corps Creux	81
Figure IV.3 : Schéma d'une poutre continue	82
Figure IV.4 : Moments d'une poutre à plus de 2 travées	84
Figure IV.5 : Moments d'une poutre à 2 travées	84
Figure IV.6 : Schéma d'une poutre continue	85
Figure IV.7 : Les types des poutrelles de plancher étage courant.....	86
Figure IV.8 : Les types des poutrelles de plancher terrasse.....	86
Figure IV.9 : Deux travées adjacentes	92
Figure IV.10 : dimension de la poutrelle	94
Figure IV.11 : Schémas ferrailage des poutrelles PlancherTerrasse.....	101
Figure IV.12 : Quadrillage de dimension(20 × 30)cm ²	102

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1 : Modèle 3D de la structure.....	106
Figure V.2. : Disposition des voiles dans la structure	107
Figure V.3 : Spectre de réponse de calcul selon x	108
Figure V.4 : Spectre de réponse de calcul selon y	108
Figure V.5 : Contreventement de la structure	114
Figure V.6 : Premier mode $T = 0,420$ s « Translation selon l'axe X »	114
Figure V.7 : Deuxième mode $T = 0,358$ s « Translation selon l'axe Y ».....	115

Figure V.8 : Troisième mode 0,346 s « Rotation autour de l'axe Z ».....	115
---	------------

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1 : Les sollicitations exercées sur les poteaux.....	122
---	------------

Figure VI.2 : Zone nodale.....	125
---------------------------------------	------------

Figure VI.3 : Section du poteau	127
--	------------

Figure VI.4 : Schéma d'un Voile soumis à la flexion composée.....	143
--	------------

Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	144
--	------------

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII .1 : Les Fondations superficielles	157
--	------------

Figure VII .2 : Les panneaux des fondations (le panneau le plus sollicité).....	166
--	------------

Figure VII.3 : Les armatures de la poutre de libage	173
--	------------

Figure VII.4 : Schéma de ferrailage du radier	174
--	------------

Figure VII.5 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal).....	174
--	------------

Figure VII.6 : Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal).....	174
---	------------

Figure VII.7 : Disposition des armatures de longrine.....	176
--	------------

Partie III : Recherche

Figure I.1 : Sélection des accélérations sismiques.....	178
--	------------

Figure I.2 : Sélection des accelerogrammes.....	179
--	------------

Figure I.3 : Spectre de réponse élastique cible	180
--	------------

Figure I.4 : Enregistrements sélectionnés	180
--	------------

Figure I.5 : Accélérogrammes des séismes sélectionnées.....	182
--	------------

Figure I.6 : Spectres de réponse des séismes sélectionnés et le spectre deréponse cible.....	183
---	------------

Figure I.7 : Les fonctions temporelles	183
---	------------

Figure I.8 : Les cas d'historique temporel.....	184
--	------------

Figure I.9 : Définir la charge.....	184
--	------------

Liste des tableaux

Partie I : Etude bibliographique

Tableau 1.1 : Classification sismique des sols, tirés du RPA99/version2003	14
---	-----------

Partie II : Etude d'un bâtiment

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Règles de trois Pivots	37
---	-----------

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1 : Charge permanente due aux planchers terrasse inaccessible	39
---	-----------

Tableau II.2 .Charge permanente due aux planchers étage courant	40
--	-----------

Tableau II.3 : Charge permanente due aux balcons.....	41
--	-----------

Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation de paillasse	41
--	-----------

Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation de palier	42
---	-----------

Tableau II.6 . Charge permanente due à la double cloison.....	43
--	-----------

Tableau II.7 : Dimension des poteaux	47
---	-----------

Tableau II.8 : Règle de dégression adopté.....	47
---	-----------

Tableau II.9 . Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux.....	48
--	-----------

Chapitre III : Evaluation des actions

Tableau III.1 : Combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées.....	64
---	-----------

Tableau III.2 : Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.....	68
--	-----------

Tableau III.3 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en travée.....	71
--	-----------

Tableau III.4 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.....	72
--	-----------

Tableau III.5 : Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon de l'étage courant.....	76
--	-----------

Tableau III.6 : Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde-corps de balcon	76
--	-----------

Tableau III.7 : Vérification à l'E.L.S de balcon.....	80
--	-----------

Chapitre IV : Etude des planchers

Tableau IV.1 : Combinaison des charges	82
---	-----------

Tableau IV.2 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	87
Tableau IV.3 : Les sollicitations pour Plancher d'étage courant	91
Tableau IV. 4 : Les sollicitations pour plancher terrasse inaccessible.....	93
Tableau IV.5 : Récapitulatif des efforts internes max	94
Tableau. IV.6 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle sur travée	99
Tableau. IV.7 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis	100

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1 : Valeurs du spectre de réponse selon x	108
Tableau V.2 : Valeurs du spectre de réponse selon y	109
Tableau V.3 : Valeurs des pénalités.....	111
Tableau V.4 : Centre de rigidité et centre de masse de la structure	113
Tableau V.5 : Participation des masses cumulées	113
Tableau V.6 : Vérification du coefficient de comportement	117
Tableau V.7 : Vérification au renversement (x-x)	118
Tableau V.8 : Vérification au renversement (y-y)	118
Tableau V.9 : Les déplacements relatifs inter étages.....	119
Tableau V.10 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	120
Tableau V.11 : Vérification de l'effort normal réduit.....	121

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau. VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	123
Tableau VI.2 : Calcul les différentes excentricités	124
Tableau VI.3 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone	126
Tableau VI.4 : Les sollicitations obtenues par ETABS	126
Tableau VI.5 : la valeur totale de l'excentricité.....	127
Tableau VI.6 : Choix des armatures	129
Tableau VI.7 : Armature transversale (Zone courante)	131
Tableau VI.8 : Armature transversale (Zone nodale)	132
Tableau VI.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant	133

Tableau VI.10 : Vérification de la condition de non fragilité.....	133
Tableau VI.11 : Vérification au flambement	134
Tableau VI.12: Vérification de l'effort normale ultime.....	135
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes de béton	135
Tableau.VI.14 : Ferrailages des poteaux	136
Tableau VI.15 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	138
Tableau VI.16 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres.....	140
Tableau VI.17 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres.....	141
Tableau.VI.18 : Ferrailages des poutres	142
Tableau VI.19 : Section d'armature minimale selon BAEL et RPA	146
Tableau VI.20 : Les sollicitations obtenues par ETABS	146
Tableau VI.21 : Détermine la nature de la section (type 01 ; 2,7 m) selon x-x.....	150
Tableau VI.22: Résultats de ferrailage (type 01 : 2,7 m) selon x-x.....	151
Tableau VI.23 : Vérification des contraintes (type 01 : 2,70 m) selon x-x	151
Tableau VI.24 : Détermine la nature de la section (type 02 ; 3,7 m) selon y-y.....	152
Tableau VI.25: Résultats de ferrailage (type 02 : 3,7 m) selon y-y.....	153
Tableau VI.26 : Vérification des contraintes (type 02 : 3,70 m) selon y-y	153
Tableau VI.27 : Ferrailages des voiles (type 01 : 2,70 m) selon x-x.....	154
Tableau VI.28: Ferrailages des voiles (type 02 : 3,70 m) selon y-y.....	155

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X	159
Tableau VII.2 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y	159
Tableau VII.3: Vérification de la stabilité au renversement du radier	165
Tableau VII.4 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	165
Tableau VII.5 : Les moments au centre de la dalle	167
Tableau VII.6 : Les moments en travée et en appuis.....	167
Tableau VII.7 : Calcul des armatures de radier a l'ELU	168
Tableau VII.8 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.....	168

Tableau VII.9 : Le ferrailage de débord à l'ELU 169

Tableau VII.10 : La vérification de débords à l'ELS 169

Partie III : Recherche

Tableau I.1 : Mouvements sismiques sélectionnées 181

Tableau I.2: Déplacements relatifs maximums au sommet du portique sous enregistrements
..... 185

Tableau I.3: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre sous enregistrements 185

Tableau I.4 : Les résultats moyens de l'Analyse modale spectrale et l'analyse temporelle. 185

Liste des notations

- A** : coefficient d'accélération de zone.
- A_a** : section d'armature en appui.
- AI** : « Arias Intensity », indicateur énergétique.
- A_l** : section d'armature longitudinale.
- A_{min}** : section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- A_r** : section d'armature de répartition.
- A_{ser}** : section d'armature d'état limite de service.
- ASCE**: American Society of Civil Engineers.
- ATC**: Applied Technology Council.
- ATK** : Méthode d'étalonnage recommandée par Atkinson (2009).
- A_t** : section d'armature de travée ou transversale.
- A_u** : section d'armature d'état limite ultime de résistance.
- A_x** : section d'armature du sens x-x.
- A_y** : section d'armature du sens y-y.
- A'** : section d'armature comprimée.
- A₁** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée.
- A₂** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée.
- B_r** : section réduite du béton.
- C_p** : facteur de force horizontale.
- C_s** : coefficient de sécurité.
- C_r** : charge de rupture.
- CAV** : Vitesse cumulative absolue (Cumulative Absolute Velocity).
- D** : coefficient d'amplification dynamique.
- E** : module de déformation longitudinale.
- E_{ij}** : module de déformation longitudinale instantanée.
- E_{iv}** : module de déformation longitudinale différée.
- F(t)** : Le chargement dynamique extérieur.
- G** : **action permanente.**
- H** : hauteur.
- HA/T** : armature à haute adhérence.
- I** : moment d'inertie.
- I_f** : moment d'inertie fictif.

L : longueur.

L_e : longueur en élévation.

L_n : entre axe des nervures.

L_p : longueur en plan.

M : moment fléchissant ; Magnitude.

M_a : moment fléchissant en appui.

M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console.

M_d : moment fléchissant de la droite.

M_e : masse du câble ; moment au centre de la section.

M_f : moment fléchissant totale.

M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps.

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons.

M_l : masse linéaire.

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service.

MSE : Méthode d'étalonnage « Mean Square Error ».

M_t : moment fléchissant de travée.

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.

M_w : moment fléchissant de la gauche.

M_x : moment fléchissant du sens x-x.

M_y : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.

M₂ : coefficient de Pigeaud
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2.

N : effort normal.

N_e : effort normal au centre de la section.

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales.

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires.

N_{ser} : effort normal d'état limite de service.

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance.

P : poids propre ; périmètre.

PEER : Le Pacific Earthquake Engineering Research Center.

PGA : Accélération de pointe au sol.

PGV : Vitesse de pointe au sol.

P_r : poids propre du radier.

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.

RPA : Règles Parasismiques Algériennes.

R_{rup} : La distance la plus proche entre la station d'enregistrement et le plan de rupture.

S : surface.

(Sa -Sd) : Format accélération spectrale-déplacement spectrale.

S_r : surface du radier.

(Sa -T) : Format accélérations-périodes.

S_a : L'accélération spectrale.

S_e : L'accélération spectrale élastique.

S_d: Le déplacement spectral.

T : effort tranchant.

T_x : période fondamentale dans le sens x-x.

T_y : période fondamentale dans le sens y-y.

U_c : périmètre du contour.

V : action sismique ; effort horizontal.

V_{s,30} :Vitesse des ondes sur les 30 premiers mètres.

V_t : effort sismique à la base de la structure.

W : poids total de la structure.

W_p : poids de l'élément en considération.

$\ddot{X}(t)$: L'accélération.

$\ddot{X}_s(t)$: représente l'accélogramme.

$\dot{X}(t)$: La vitesse.

$\Delta X(t)$: L'accroissement de déplacement.

$\Delta \dot{X}(t)$: L'accroissement de vitesse.

$\Delta \ddot{X}(t)$: L'accroissement d'accélération.

a : longueur ; distance ; dimension.

a(t) : est l'accélération du sol.

b : largeur.

b₀ : largeur de la nervure.

b₁ : largeur de poteau.

c : enrobage.

d : hauteur utile.

e : excentricité ; espacement.

e_a : excentricité additionnelle.

f : flèche.

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression.

f_e : limite élastique d'acier.

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction.

g : giron de la marche.

h : hauteur.

h_c : hauteur du corps creux.

h_d : hauteur de la dalle.

h_e : hauteur libre.

h_{moy} : hauteur moyenne.

h_t : hauteur totale.

h' : hauteur de la zone nodale.

h₁ : hauteur du poteau.

i : rayon de giration.

j : nombre des jours.

l : longueur ; distance.

l_f : longueur de flambement.

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle.

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle.

l' : longueur de la zone nodale.

l₀ : longueur libre.

q_b : charge linéaire induite par les marches.

q_{eq} : charge linéaire équivalente.

q_l : charge linéaire.

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service.

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.

q_p : charge linéaire du palier.

S_t : espacement.

t : espacement ; période.

x : abscisse.

y : ordonnée.

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène.

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.

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction.

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.

Γ : Le facteur de participation modale.

μ : Moment réduit.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte de béton ou d'acier.

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

ψ : Coefficient de pondération.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.

Σ : Sommation.

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Introduction générale

Introduction générale

La conception et le dimensionnement d'une structure parasismique, est un problème relativement complexe. En respectant les exigences de sécurité normatives d'un part et en gardant à l'œil le volet économique lié aux coûts des matériaux de construction d'autre part. Dans les projets importants, cette optimisation devient un vraie défi pour les ingénieurs qui veulent avoir un meilleur rapport sécurité/prix.

Dans ce contexte, le Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003 évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter afin de subvenir aux besoins des structures en matière de stabilité sous forme des lois.

Ce mémoire est constitué de trois parties :

Partie I : Etude bibliographique

Cette partie présente une revue de la littérature portant sur des sujets connexes à la recherche présentée dans ce mémoire. Elle revue couvre les analyses dynamiques non linéaires dites méthodes d'intégration pas à pas , les représentations de l'action sismique, les critères de sélection d'un mouvement sismique, les méthodes d'étalonnage, et les exemples de bases des données disponibles. Ainsi que, la présentation de quelques logiciels de sélection et d'étalonnage des accélérogrammes.

Partie II : Etude d'un bâtiment

Cette partie consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition différents éléments, le choix des matériaux à utiliser, le prédimensionnement des éléments structuraux, le calcul des éléments non structuraux, l'étude dynamique du bâtiment avec la méthode modale spectrale, le calcul des ferrailages des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure.

Partie III : Analyse Dynamique Temporel par Accelerogrammes

Dans cette partie, une sélection des Accélérogrammes sa été établit à l'aide du logiciel SeismoSelect à partir d'un spectre cible. Ensuite une analyse temporelle du bâtiment a été faite en utilisant les enregistrements sélectionnés. En fin, une étude comparative entre les résultats des deux méthodes dynamiques « l'analyse modale spectrale et l'analyse temporelle » a été présentés.

Finalement, le mémoire est achevé par une conclusion générale.

Partie I

Etude bibliographique

Introduction

L'analyse du comportement linéaire des structures en béton armé soumises à des forces latérales fait actuellement l'objet d'intérêt de recherches scientifiques, notamment lorsqu'il s'agit d'éléments structurels soumis à des chargements de type sismique. Cette analyse peut être effectuée en utilisant des enregistrements sismiques. Ces derniers doivent être adéquatement sélectionnés afin d'estimer avec précision la réponse d'une structure à une intensité de mouvement du sol donnée.

Dans ce contexte, plusieurs critères ont été développés pour l'opération de sélection tels que: la magnitude, la distance et la durée des enregistrements sismiques. Les codes de conception sismique définissent généralement le tremblement de terre comme un spectre de réponse d'accélération et permettent l'utilisation d'accélérogrammes naturels enregistrés pendant le tremblement de terre. Les enregistrements sismiques sélectionnés doivent correspondre à un spectre de réponse sismique compatible avec le spectre cible du code ceci peut être réalisé en utilisant des techniques d'étalonnage. Ce chapitre est une revue de la littérature, qui rassemble les connaissances relatives à la sélection et à l'étalonnage des séismes.

➤ Equation dynamique incrémentale

A un instant t quelconque, l'équilibre dynamique de l'oscillateur simple peut s'exprimer par l'équation :

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -M\ddot{X}_s \quad \mathbf{I.1}$$

Dans laquelle nous considérons que la masse et l'amortissement de la structure restent constants durant le séisme, tandis que la rigidité varie dans le temps en fonction de l'état de déformation de la structure. Après un court intervalle de temps Δt , l'équilibre dynamique répond également à l'équation :

$$M\ddot{X}(t + \Delta t) + C\dot{X}(t + \Delta t) + KX(t + \Delta t) = -M\ddot{X}_s(t + \Delta t) \quad \mathbf{I.2}$$

La rigidité étant constante pendant l'intervalle de temps Δt . L'équation dynamique en variables incrémentales peut ensuite être déduite par différence entre les deux relations

précédentes :

$$M\Delta\ddot{X}(t) + C\Delta\dot{X}(t) + K\Delta X(t) = -M\Delta\ddot{X}_s(t) \quad \text{I.3}$$

Les variables incrémentales ayant les significations suivantes :

$$\Delta\ddot{X}(t) = \ddot{X}(t + \Delta t) - \ddot{X}(t) \quad \text{I.4}$$

$$\Delta\dot{X}(t) = \dot{X}(t + \Delta t) - \dot{X}(t) \quad \text{I.5}$$

$$\Delta X(t) = X(t + \Delta t) - X(t) \quad \text{I.6}$$

$$\Delta\ddot{X}_s(t) = \ddot{X}_s(t + \Delta t) - \ddot{X}_s(t) \quad \text{I.7}$$

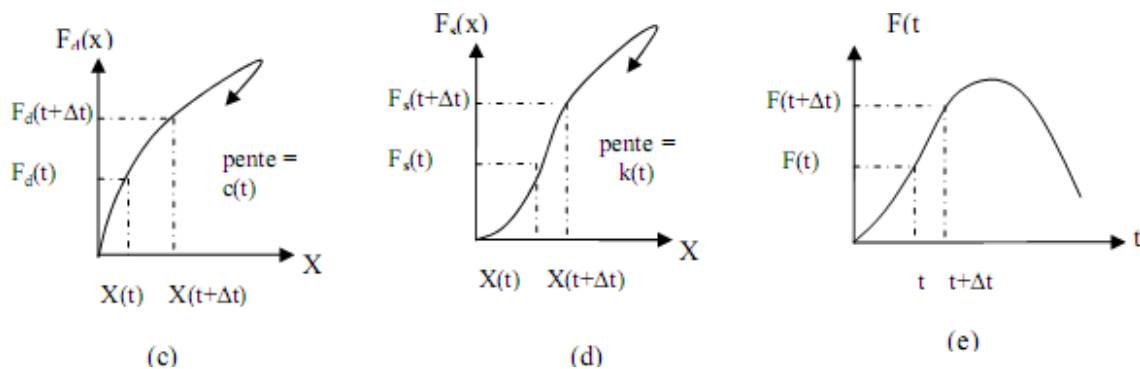


Figure I.1 :Comportement non linéaire

I.1. Principe de l'analyse

Dans le cas de structures linéaires soumises à des chargements dynamiques arbitraires, l'intégrale de Duhamel ou l'étude dans le domaine des fréquences procurent généralement la technique de résolution la plus commode. Il faut cependant souligner que du fait que le principe de superposition utilisé dans la définition de ces deux méthodes n'est valable que pour les systèmes linéaires, c'est à dire des systèmes dont les caractéristiques restent constantes sur l'ensemble de la réponse, pour de nombreuses structures il ne sera pas possible de supposer un comportement linéaire : ce sera par exemple le cas d'un bâtiment soumis à un mouvement sismique assez sévère pouvant

causer des endommagements graves. Il sera donc nécessaire de recourir à une autre méthode de calcul susceptible d'être utilisée dans le cas des systèmes non linéaires.

La méthode qui est probablement la plus puissante en analyse non linéaire est celle de l'intégration pas à pas. Dans cette technique, la réponse est calculée de pas à pas pour une suite de d'intervalles de temps relativement courts Δt , généralement choisis fixes pour la commodité des calculs. L'équilibre dynamique est établi au début et à la fin de chaque intervalle de temps, et le mouvement du système pendant l'incrément de temps est approché sur la base d'un comportement présumé (qui ignore généralement le possible départ d'équilibre au sein de l'intervalle). La nature non linéaire du système est prise en compte par le calcul de nouvelles caractéristiques relatives à l'état déformé pris au début de chaque incrément de temps. La réponse complète est obtenue en prenant la vitesse et le déplacement relatifs à la fin d'un intervalle comme conditions initiales pour l'intervalle suivant ; le processus peut être poursuivi pas à pas depuis le début du chargement jusqu'à n'importe quel instant, approchant ainsi un comportement non linéaire au moyen d'une séquence de systèmes linéaires successifs.

I.2. Méthodes d'intégration pas à pas

Les procédures pas à pas tentent de déterminer la réponse dynamique temporelle, aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires. Pour un ensemble discret d'intervalles de temps t_i au lieu d'une fonction continue dans le temps. En général, ces méthodes consistent en l'expression des accélérations et des vitesses pour un pas de temps en fonction des accélérations, des vitesses et des déplacements actuels connus pour le pas de temps.

Les méthodes peuvent être classées en techniques explicites ou implicites. Dans les méthodes explicites les nouvelles valeurs de la réponse calculées dans chaque pas dépendent seulement des quantités obtenues durant le pas précédent, si bien que l'analyse procède directement d'un pas à un autre. En revanche, dans une méthode implicite, les expressions qui fournissent les nouvelles valeurs d'un pas donné comprennent une ou plusieurs valeurs se rapportant à ce même pas de temps. À ce stade, le problème de la stabilité de la solution, conçue de manière à ce que la solution progresse dans certaines limites pour l'intervalle de temps sélectionné Δt , devient important. Alors que pour les algorithmes implicites, la solution n'est pas artificiellement amplifiée quelle que soit la valeur du pas de temps choisi

(algorithmes inconditionnellement stables), pour les méthodes explicites, il y a un pas de temps critique au-delà duquel la solution est artificiellement amplifiée (schémas conditionnellement stables). Un résultat fondamental obtenu par Dahlquist (1963) stipule que la stabilité inconditionnelle n'est pas possible pour les schémas explicites. Par conséquent, l'application d'algorithmes explicites est limitée aux cas où de petits pas de temps sont requis, comme dans le cas de charges impulsives.

I.2.1. Exposé de la méthode "pas à pas"

L'intégration pas à pas est fondée sur l'intégration, sur chaque pas de calcul, de la vectrice accélération pour obtenir le vecteur vitesse et l'intégration de la vitesse qui donne le vecteur déplacement. Pour cela, on choisit une forme de la fonction d'accélération sur l'intervalle de temps ou sur un intervalle plus étendu, soit:

$$\ddot{X}(t + \Delta t) = \ddot{X}_t + F(\tau) \quad \text{I.8}$$

A noter que: $\ddot{X}(t + \tau)$ défini sur $]t, t+h[$ [diffère de \ddot{X}_{t+h} défini en $(t + \tau)$

$$\dot{X}(t + \tau) = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot \tau + \int_0^\tau F(\bar{\tau}) d\bar{\tau} \quad \text{I.9}$$

Alors :

$$X(t + \tau) = X_t + \dot{X}_t \cdot \tau + \ddot{X}_t \cdot \frac{\tau^2}{2} + \int_0^\tau \int_0^\tau F(\bar{\tau}) d\bar{\tau} d\bar{\tau} \quad \text{I.10}$$

$$\dot{X}_{t+h} = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot h + \frac{a}{n+1} \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h \quad \text{I.11}$$

$$\text{Et : } X_{t+h} = X_t + \dot{X}_t \cdot h + \ddot{X}_t \cdot \frac{a}{(n+1) + (n+2)} \cdot ((\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h)^2 \quad \text{I.12}$$

Si F est de la forme :

$$F(\tau) = (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right)^n \quad \text{I.13}$$

Dans le cas particulier d'une accélération linéaire : $\alpha = 1, n = 1$

$$F(\tau) = (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \frac{\tau}{h} \quad \text{I.14}$$

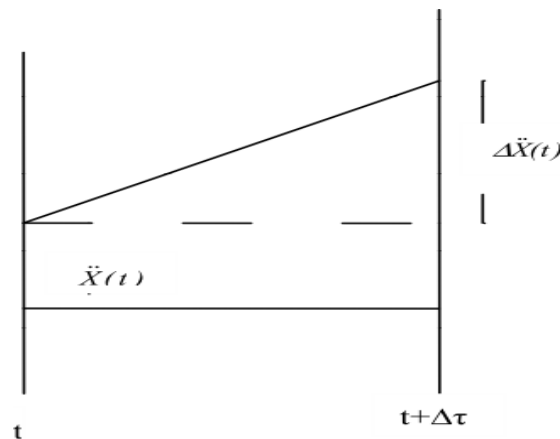
$$\text{Alors : } \ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}_t + (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \frac{\tau}{h} \quad \text{I.15}$$

$$\text{Ou : } \ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}_t + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \tau \quad \text{I.16}$$

Cette hypothèse simplificatrice qui consiste à considérer la variation de l'accélération relative de la structure, linéaire sur chaque intervalle de temps, est à la base de la méthode que nous exposons ici. Le mouvement de l'oscillateur sur l'incrément de temps Δt , durant lequel la rigidité du système reste constante, est caractérisé par les schémas de la figure (I.4) et (I.5) et (I.6). Ces schémas montrent les variations, respectivement quadratique et cubique de la vitesse et du déplacement, comme conséquence d'une variation linéaire de l'accélération. L'évaluation des expressions de la vitesse et du déplacement la figure (I.2) et (I.3) et (I.4). à la fin du pas, pour $\tau = \Delta t$, conduit aux relations suivantes pour l'accroissement de vitesse et de déplacement pendant un intervalle Δt :

$$\Delta \dot{X}(t) = \ddot{X}(t)\Delta t + \Delta \ddot{X}(t) \frac{\Delta t}{2} \tag{I.17}$$

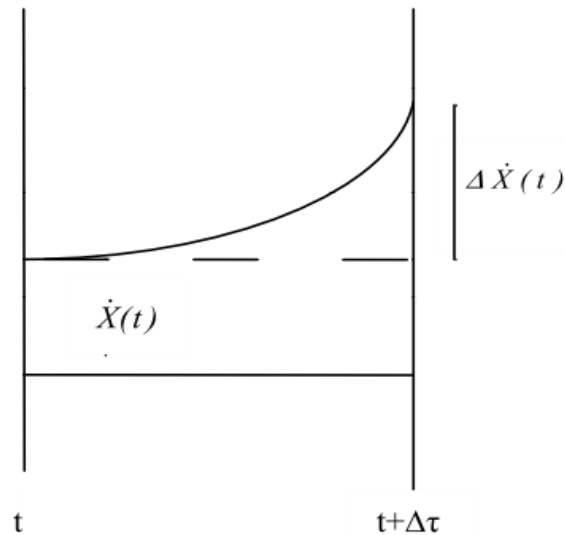
$$\Delta X(t) = \dot{X}(t)\Delta t + \ddot{X}(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{X}(t) \frac{\Delta t^2}{6} \tag{I.18}$$



Accélération linéaire $\frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} = c^{te}$

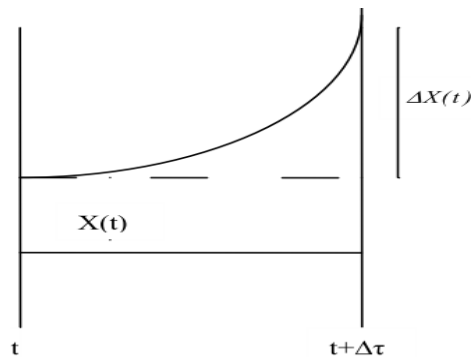
$$\ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}(t) + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \tau$$

Figure I.2 :Variation linéaire d'accélération



$$\text{Vitesse quadratique } \dot{X}(t+\tau) = \dot{X}(t) + \ddot{X}(t)\tau + \frac{\Delta\ddot{X}}{\Delta t}\tau + \frac{\tau^2}{2}$$

Figure I.3 : Variation linéaire de vitesse



$$\text{Déplacement cubique } X(t+\tau) = X(t) + \dot{X}(t)\tau + \ddot{X}(t)\frac{\tau^2}{2} + \frac{\Delta\ddot{X}}{\Delta t}\frac{\tau^3}{6}$$

Figure I.4: Variation linéaire de déplacement

On peut, par exemple, considérer l'accroissement $\Delta X(t)$ de déplacement comme inconnue principale de l'analyse. Partant de ce choix, les relations (I.17) et (I.18) conduisent à :

$$\Delta\ddot{X}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta X(t) - \ddot{X}(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) - 3\ddot{X}(t) \quad \text{I.19}$$

$$\Delta\dot{X}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta X(t) - 3\dot{X}(t) - \ddot{X}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad \text{I.20}$$

L'équation incrémentale (I.3) prend alors la forme suivante:

$$M \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta X(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) \Delta t - 3\ddot{X}(t) \right] + C \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta X(t) - 3\dot{X}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t) \right] + K(t) \Delta X(t) = -M \Delta \ddot{X}_s(t) \quad \text{I.21}$$

Finalement, en regroupant différents termes de l'équation (II.21), on obtient :

$$\tilde{K}(t) \cdot \Delta X(t) = \Delta \tilde{F}(t) \quad \text{I.22}$$

En posant :

$$\tilde{K}(t) = K(t) + \frac{6}{\Delta t^2} M + \frac{3}{\Delta t} C \quad \text{I.23}$$

$$\Delta \tilde{F}(t) = -M \Delta \ddot{X}(t) + M \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) + 3\ddot{X}(t) \right] + C \left[3\dot{X}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t) \right] \quad \text{I.24}$$

On constate que l'équation incrémentale (I.3) est équivalente à une équation d'équilibre statique et peut être résolue directement par rapport à l'accroissement $\Delta X(t)$ de déplacement, en divisant la charge fictive incrémentale $\Delta \tilde{F}(t)$ (par la rigidité fictive $\tilde{K}(t)$.) Ces dernières sont connues lorsqu'on dispose de la vitesse $\dot{X}(t)$ et de l'accélération $\ddot{X}(t)$ au début de l'intervalle. Ayant calculé l'accroissement $\Delta X(t)$ de déplacement, l'accroissement $\Delta \dot{X}(t)$ de vitesse et l'accroissement $\Delta \ddot{X}(t)$ d'accélération sont respectivement évalués à l'aide des relations (I.19) et (I.20). En ajoutant les valeurs incrémentales $\Delta X(t)$, $\Delta \dot{X}(t)$ et $\Delta \ddot{X}(t)$ aux valeurs initiales de déplacement, de vitesse et d'accélération au début du pas, nous obtiendrons les conditions initiales du pas suivant:

$$X(t + \Delta t) = X(t) + \Delta X(t) \quad \text{I.25}$$

$$\dot{X}(t + \Delta t) = \dot{X}(t) + \Delta \dot{X}(t) \quad \text{I.26}$$

$$\ddot{X}(t + \Delta t) = \ddot{X}(t) + \Delta \ddot{X}(t) \quad \text{I.27}$$

La poursuite du procédé permet d'évaluer la réponse dynamique complète de la structure dans le domaine non-linéaire, sur une période quelconque de temps.

I.2.2. Résumé du procédé numérique

Pour chaque intervalle Δt de temps :

a) Les valeurs initiales de la vitesse et du déplacement $\dot{X}(t)$ et $X(t)$ sont connues au début du pas, soit comme conditions initiales du problème (s'il s'agit du premier pas de calcul), soit comme valeurs à la fin du pas précédent.

b) A partir de ces valeurs et des propriétés non-linéaires de la structure (courbe force-déplacement par exemple) définies par le modèle considéré, on détermine l'amortissement $C(t)$ et la rigidité $K(t)$ pour cet intervalle ainsi que les valeurs actuelles des forces élastiques $f_s(t)$ et d'amortissement $f_d(t)$.

c) L'accélération au début du pas est donnée par l'équation (I.3)

d) L'incrément de charge fictive $\Delta \tilde{F}(t)$ et la rigidité fictive $\tilde{K}(t)$ sont évalués par les eq (I.24) et (I.23).

e) L'incrément $\Delta X(t)$ de déplacement est donné par l'équation (I.18) et l'incrément $\Delta \dot{X}(t)$ de vitesse par l'équation (I.20).

f) Enfin, la vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément sont tirés des relations (II.27)

Après avoir effectué cette dernière étape, les calculs pour cet incrément de temps sont terminés, le processus entier pouvant être repris pour l'incrément suivant, et ainsi de suite autant de fois qu'on le désire.

L'histoire de la réponse peut ainsi être déterminée pour n'importe quel système à un degré de liberté présentant n'importe quelles caractéristiques non linéaires (Clough. et Penzien, 1975).

Cette approche est également applicable aux systèmes linéaires pour lesquels les

caractéristiques (rigidité et amortissement) restent constantes pendant toute l'analyse. Ainsi, les opérations se trouvent simplifiées .

L'étape 2 du procédé étant éliminée. Cette approche a été utilisée pour le calcul de la réponse élastique en concomitance avec la méthode par résolution de l'intégrale de Duhamel.

I.2.3. Longueur de pas

Comme dans toute intégration numérique, la précision de cette méthode dépend de la valeur Δt des pas.

Trois facteurs essentiels doivent être considérés lors du choix de cette valeur :

1. La rapidité de variation du chargement appliqué (accélération du sol dans notre cas)
2. La complexité plus ou moins grande du schéma de non-linéarité de la structure.
3. La période propre de la structure linéaire associée L'accélérogramme du séisme, dans la plupart des cas ne pose pas de problème particulier; son effet sur le choix de la longueur de pas n'est significatif que pour les structures souples présentant des périodes propres élevées.

Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté Les modèles élasto-plastique et à rigidité dégradée sont des schémas particulièrement simples à décrire numériquement et n'imposent aucune limite sur le choix de la longueur de pas. Par conséquent, ce choix dépend essentiellement de la période propre du système linéaire associé. La méthode d'intégration à variation linéaire est conditionnellement stable, c'est à dire, ne diverge que, si la longueur de pas dépasse la valeur $T/1.8$. L'incrément de temps doit être suffisamment court si on veut obtenir une précision suffisante (Clough et Penzien, 1975). En général, un rapport incrément-période $\Delta t/T$ inférieur ou égal à $1/10$ permet d'obtenir des résultats dignes de confiance. Pour les différentes applications numériques, que nous avons eu à traiter, une longueur de pas $\Delta t = 0.01$ s a été largement suffisante.

I.2.4. Résumée Résolution mathématique « pas à pas »

- On estime les déformations de la structure en fonction du temps, en utilisant pour hypothèse

de déplacements du sol d'implantation des accélérogramme compatibles avec le spectre de réponse du sol établi sur mouvements faibles ou bruits de fond.

- On cherche à obtenir les paramètres suivants pour chaque instant t :

$X(t)$ Déplacement en fonction du temps.

$\dot{X}(t)$ vitesse.

$\ddot{X}(t)$ Accélération.

I.3.Représentation de l'action sismique

I.3.1 Spectre cible

Le spectre cible est la représentation spectrale des accélérations absolues auxquelles une structure doit pouvoir résister en représentant l'accélération en fonction des périodes de vibrations T . Il varie d'une région à l'autre en fonction du sol et du risque sismique. Pour un même séisme et donc pour un même spectre de réglementation, Chaque structure subit une accélération maximale en fonction de sa période propre. Le spectre cible est donné par la réglementation parasismique.

I.3.2 Accélérogrammes sismiques

L'accélérogramme est une fonction à variations rapides et irrégulières de l'accélération autour de zéro en fonction du temps jusqu'à la durée totale de secousse. En générale, cette fonction est décomposée en une phase initiale pour laquelle les accélérations sont faibles et une phase forte suivie d'une phase modérée et d'un retour progressif à une accélération finale nulle.

Il existe plusieurs types d'accélérogramme : accélérogramme naturels ou réels, accélérogramme synthétiques et accélérogramme artificiels. Les accélérogramme réels sont la représentation la plus précise des tremblements de terre et contiennent une source abondante d'information sur la nature du séisme. Lorsque les accélérogramme sont nécessaires ils peuvent être obtenus à partir de bases de données d'accélérogramme réelles ou ils peuvent être générés de manière synthétique. En générale, les accélérogramme utilisés dans la conception sismique doivent être compatibles avec le niveau de risque sismique défini et doivent tenir compte de la nature du mouvement de terrain attendu sur lesite.

I.3.2.1. Accélérogrammes réels

C'est un mouvement mesuré par un sismographe. Ce dernier est un instrument permettant de mesurer des mouvements sismiques sous forme de déplacement, de vitesse ou d'accélération. Les enregistrements correspondant à l'accélération en fonction du temps sont appelés des accélérogramme. La figure 1-1 présente un exemple d'accélérogramme.

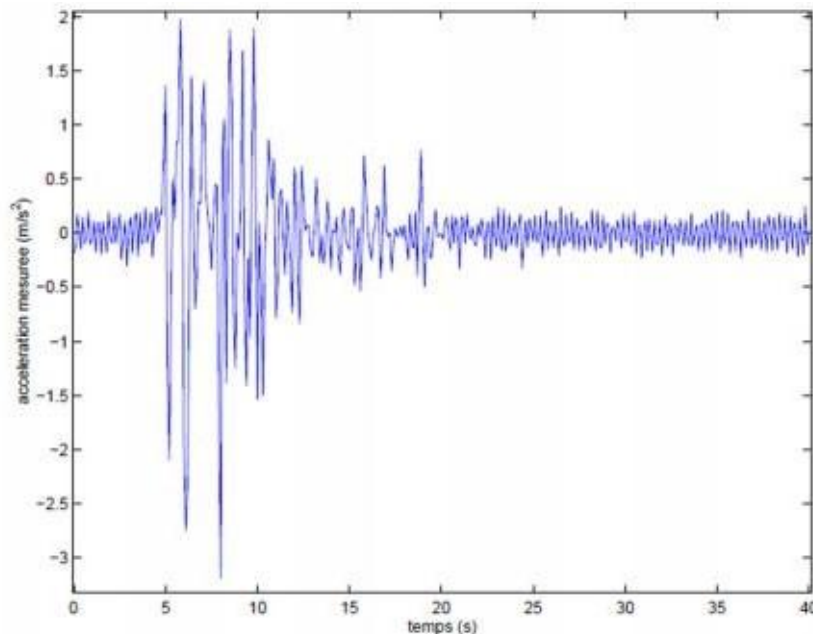


Figure I.5 : Accélérogramme mesuré durant le séisme de Kobe 1995

I.3.2.2. Accélérogrammes artificiels

Ce type d'accélérogramme est généré à partir d'un processus aléatoire de telle sorte que son spectre de réponse élastique correspond au spectre cible défini par les codes sismiques. Le manque des séismes historiques représentatifs des sites étudiés a contraint les ingénieurs et les sismologues à développer artificiellement des enregistrements sismiques en utilisant des modèles numériques.

Les accélérogrammes artificiels sont générés sous forme de séries chronologiques construites mathématiquement afin de reproduire le plus possible les caractéristiques des tremblements de terre naturels.

I.3.2.3. Accélérogrammes synthétiques

Les séismes synthétiques sont le résultat d'un modèle stochastique. Ce modèle permet de simuler des enregistrements sismiques en reproduisant sismologiquement la faille d'un

séisme. En général, il est difficile de définir les paramètres d'entrée appropriés, comme la source, le chemin et les caractéristiques du site. Pour générer des accélérogrammes synthétiques, il est nécessaire de définir un scénario de séismes spécifique en termes de magnitude, de mécanisme de rupture en plus des conditions géologiques et de l'emplacement du site. En général, la plupart de ces paramètres ne sont pas souvent disponibles, en particulier lorsqu'on utilise des codes de conception sismique.

I.4. Critère de sélection des mouvements sismiques

Il est important de s'assurer que la sélection d'accélérogramme réels pour des fins d'analyse dynamique transitoires soit faite judicieusement sans que certaines fréquences puissent être négligées. On peut caractériser un mouvement sismique par différents paramètres.

I.4.1. Magnitude et distance

Ces deux critères de sélection sont les plus couramment associés à un séisme. La magnitude des séismes a une influence sur différentes quantités de réponse. Elle peut être considérée comme un critère dans le processus de sélection des enregistrements réels pour effectuer un raffinement initial des accélérogrammes sélectionnées. D'autre part la distance dérivée de scénarios sismiques s'est avéré un indicateur inadéquat de la réponse structurelle. Il est donc considéré comme un critère supplémentaire dans la procédure de sélection. Les deux paramètres sont encore utilisés dans la pratique pour le choix des enregistrements, car ils sont faciles d'utilisation et disponibles dans les bases de données de tremblements de terre.

I.4.2. Contenu Fréquentiel

Le rapport d'accélération maximale PGA sur la vitesse maximale PGV permet de caractériser le contenu fréquentiel des accélérogrammes. Le ratio (PGA/PGV) est lié à la magnitude du séisme, à la distance de la source et au contenu en fréquence des accélérogrammes. Il est possible de varier ce facteur parmi les secousses sélectionnées pour obtenir un large éventail d'amplitude de fréquences

I.4.3. Type de sol

Les effets de site sont importants pour la prévention sismique, puisqu'ils peuvent augmenter considérablement les dommages lors d'un tremblement de terre. La connaissance de la réponse des sols aux tremblements de terre permet d'adapter la réglementation sismique à ces

contraintes lors du développement. Les méthodes de détermination expérimentale des effets de site visent à obtenir des paramètres d'amplification sismique en mesurant les tremblements de terre ou le bruit de fond sismique.

La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs du sol ($V_{s,30}$) est un bon indicateur de la rigidité du sol et est donc il est utilisé pour les classer. Ce critère contrôle le contenu fréquentiel de l'accélérogramme lié à la catégorie de sol. Par ailleurs, les valeurs moyennes harmoniques des essais (pénétromètre, SPT, pressiomètre ...) peuvent être également utilisées pour classer un site.

Tableau 1.1 : Classification sismique des sols, tirés du RPA99/version2003

catégorie	Description	q_c (MPA)	N	p_l (MPA)	E_p (MPA)	q_u (MPA)	V_s (m/s)
S 1	Rocheux	-	-	>5	>100-	>10	≥ 800
S 2	ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥ 400 - <800
S 3	Meuble	1.515	10	1	520	0.10.4	≥ 200 - <400
S 4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile <u>molle</u>	<1.5	<10	<1	<5	0.1	≥ 200 - <200

Avec :

V_s : vitesse d'ondes de cisaillement.

q_c : Résistance de pointe.

N: Nombre de coups.

p_l : Pression limite.

E_p : Module pressiométrique.

q_u : Résistance en compression simple.

I.4.4. Durée significative

C'est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradation progressives des éléments de construction. La durée de la secousse au sol est généralement contrôlée par la durée de la rupture de la faille, car elle est habituellement fonction de la magnitude ont montré que la réponse maximale d'une structure n'est pas en fonction de la durée du séisme, alors que les dommages liés à la dissipation d'énergie, comme le nombre de cycles inélastiques, seront affectés par celle-ci.

I.4.5. Environnement tectonique

Il peut être intéressant de considérer le mécanisme de rupture, l'environnement source, type de faille, chemin source et directivité des ondes sismique. «Campbell» a démontré que certaine différences dans le spectre de réponse prévu dérive du mouvement fort dans des régions peu profondes et stables. Mentionne que l'environnement tectonique influence grandement la puissance des secousses en étudiant l'effet de la profondeur de la faille sur les périodes prédominantes de ces secousses.

I.5.bases des données pour les accélérogrammes

L'un des problèmes fondamentaux de l'évaluation des aléas sismiques et de la conception parasismique des structures est la sélection appropriée des mouvements sismiques. Ces derniers peuvent être disponibles dans des bases de données.

I.5.1. Base de mouvements forts européenne (European Strong Motion)

Cette base de données interactive et entièrement relationnelle contient plus de 3000 enregistrements de mouvements européens forts traités et formatés de manière uniforme, ainsi que les paramètres sismiques, de station et de forme d'onde associés. L'utilisateur peut effectuer des recherches interactives dans la base de données et télécharger des enregistrements de mouvement forts et les paramètres associés. Des informations sur les organisations européennes impliquées dans l'enregistrement de mouvement fort sont également disponibles. La recherche dans la base de données et l'extraction des accélérations comprend les étapes suivantes:

Étape 1: Identification de l'utilisateur.

Étape 2: Saisie des critères de sélection des séismes, des stations d'enregistrement et des accélérations temporelles.

Étape 3: Présentation des résultats de la recherche dans la base de données et sélection des accélérations temporelle à télécharger sur le site.

Étape 4: Préparation d'un fichier CSV (compatible avec MS EXCEL) avec tous les paramètres de tremblement de terre, de station et de forme d'onde associés des périodes d'accélération sélectionnées.

Étape 5 : Extraction des accélérations temporelles non corrigés et corrigés et des spectres de réponse élastique de la banque de données et préparation des fichiers pour téléchargement par l'utilisateur.

I.5.2. La base des données PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center)

C'est l'une des bases les plus riches et les plus utilisées dans les recherches. Cette base a été utilisée dans le présent mémoire pour la sélection des enregistrements sismiques. La base de données PEER a été développée par (Pacific Engineering) durant les années 1990. Elle contient plus de 29 000 enregistrements de 81 événements sismiques et 1379 stations d'enregistrement. La base de données comprend des séries chronologiques et les pseudo-spectres en accélération (PSA) pour les oscillateurs élastiques amortis à 5% avec des périodes allant de 0,01 à 10 secondes. La compilation de ces données a été réalisée dans la volonté de créer une base de données fixe dans le temps et commune à différents utilisateurs afin notamment de réduire les variations entre les modèles de prédiction. Cette base de données contient les données associées à des événements crustaux peu profonds enregistrés dans des régions tectoniques actives du monde entier, mais plus particulièrement en Californie. La richesse de cette base est que les données accélérométriques sont accompagnées d'un grand nombre de méta-paramètres déterminés de manière homogènes. De plus, chacune de ces données a été validée par des sismologues .

I.5.3. ESM (la base de données Engineering Strong-Motion)

A été développée dans le cadre du projet européen NERA (Network of European Research Infrastructures for Earthquake Risk Assessment and Mitigation). ESM permet aux utilisateurs

d'interroger des informations sur les séismes et les stations et de télécharger des courbes sismiques et des spectres de réponse pour des événements de magnitude ≥ 4 principalement enregistrés dans les régions Europe-Méditerranée et Moyen Orient. ESM est entièrement compatible avec EIDA (European Integrated Data Archive), un centre de Métadonnées connexes, sur la base des normes sismologiques internationales. La mesure de sauvegarde d'urgence comprend également : Base de données européenne sur les mouvements forts: (ITACA) ITalian Accelerometric Archive, Strong Ground Motion Database of Turkiye et (HEA) Hellenic Accelerogram Data base .

I.5.4.La base de données TR-NSMN

Le portail TR-NSMN permet aux utilisateurs de choisir les informations sur les séismes et les stations pour sélectionner et télécharger toutes les formes d'ondes d'accélération sans aucune procédure d'enregistrement. Les données des accéléromètres de cette base de données proviennent de Türkiye (Strong Motion Network) équipé de 751 accéléromètres numériques de nouvelle génération à trois composants. En ce qui concerne l'information sismique, elle a été obtenue par le réseau national d'observation des séismes de l'AFA (<https://depem.afad.gov.tr>). L'unité de toutes les données d'accélération est le cm/s. La base de données TR-NSMN comprend les données traitées et non traitées, qui sont des données brutes multipliées par la constante des instruments mais non filtrées, avec une magnitude supérieure à 3 en format ASCII. Quant aux données traitées, elles sont disponibles pour la période 1976-2008 et contiennent les paramètres de mouvement du sol et les spectres de réponse. Ces enregistrements ont été filtrés manuellement et traités selon une méthodologie cohérente. Les fichiers de forme d'onde comprennent un en-tête de 19 lignes et un vecteur de données. Les fichiers de spectres de réponse contiennent également 19 lignes d'en-tête et des périodes de 0,01s à 10s.

I.6.Présentation de quelques logiciels de sélection et d'étalonnage des accélérogrammes :

Il existe plusieurs logiciels de sélection et d'étalonnage des accélérogrammes pour l'analyse dynamique des structures comme, on site quelques logiciels disponibles par la suite :

I.6.1.Seismo match

Seismo match est une application capable d'ajuster les accélérogrammes sismiques en

fonction d'un spectre de réponse cible spécifique, en utilisant l'algorithme des ondelettes proposé par Abrahamson et Bommer. On note qu'il y a une possibilité d'utiliser ou existantes. Cette section fournit des informations sur la façon de commencer à utiliser Seismo Match. Dans ces rubriques, les utilisateurs trouveront une description de la manière de charger les accélérogrammes qui doivent être adaptés au spectre, les différentes options dans lesquelles le spectre cible peut être défini et l'algorithme utilisé pour ajuster les accélérogrammes et les faire correspondre au spectre cible.

On commence par le chargement simultané d'un certain nombre d'accélérogrammes et la définition du spectre cible (Figure I.6 et I.7).

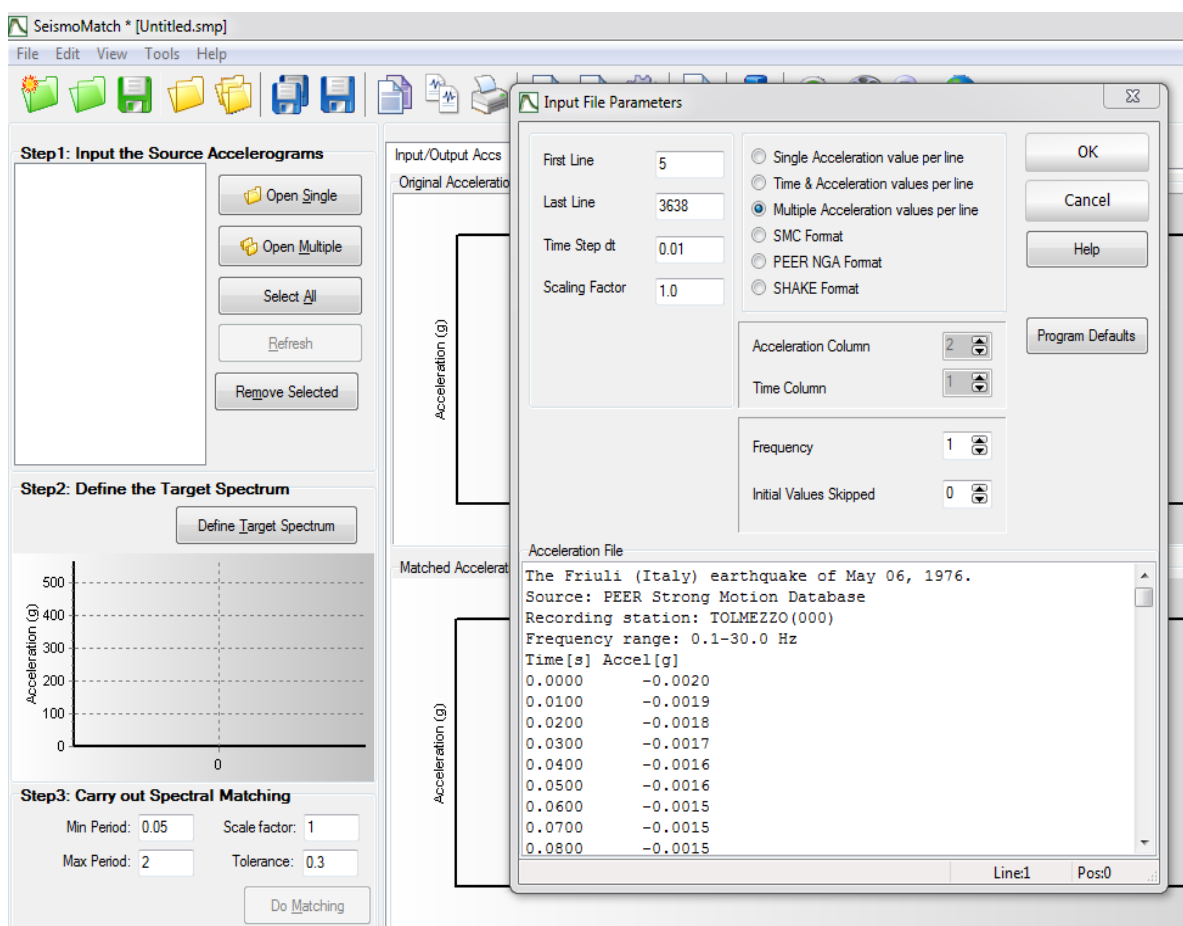


Figure I.6 : Chargement des historiques de temps d'accélération

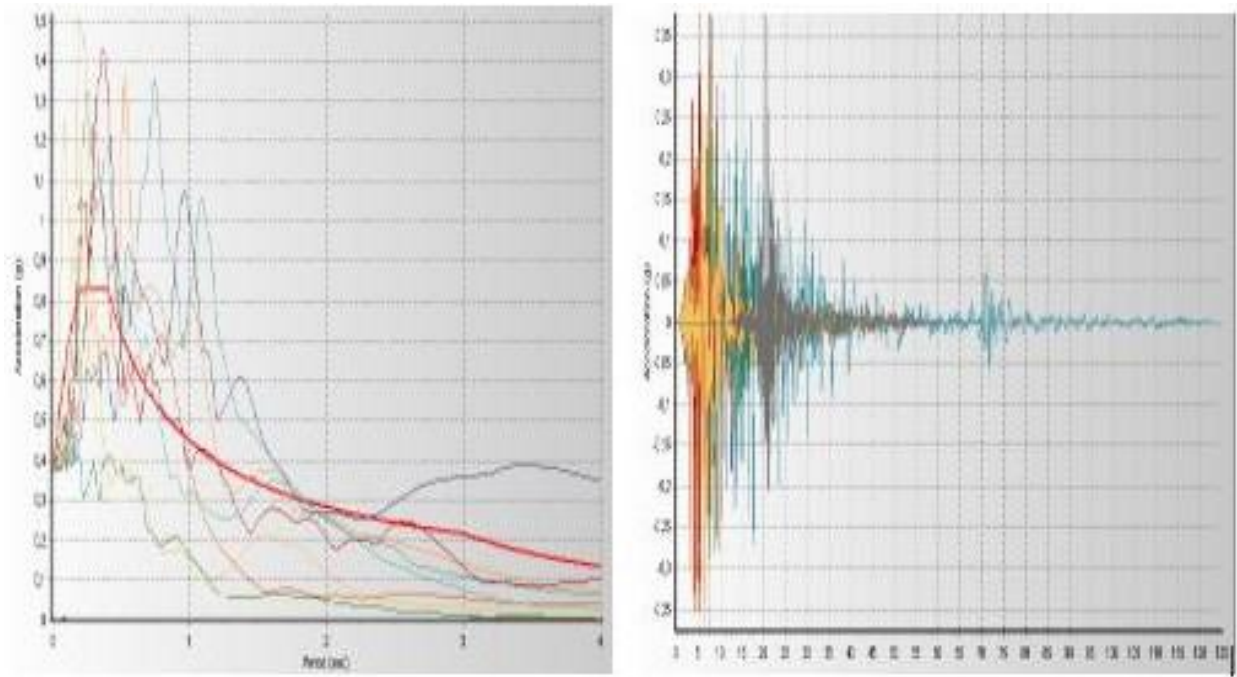


Figure I.7 : Spectres de réponse des séismes sélectionnés et le spectre de réponse cible.

Après l'utilisateur n'a plus qu'à définir l'algorithme d'appariement, ajuster la plage de période d'appariement, régler la tolérance requise et appuyer sur Matching. Ces paramètres peuvent être définis soit dans la fenêtre principale de prétraitement du programme (voir Figure I.6), soit dans le module Paramètres d'adaptation des réglages du programme. Une fois le processus d'appariement déclenché, une fenêtre contextuelle s'affiche montrant la progression de chaque accélérogrammes ainsi que des informations sur l'inadéquation spectrale, les itérations et la tolérance (Figure I.8).

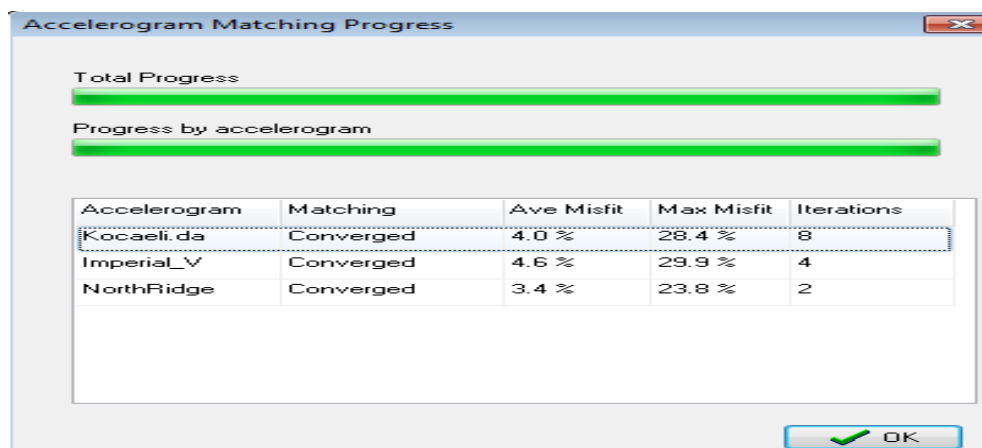


Figure I.8 : Fenêtre de progression des accélérogrammes

Les figures I.9 et I.10 montre un exemple des résultats

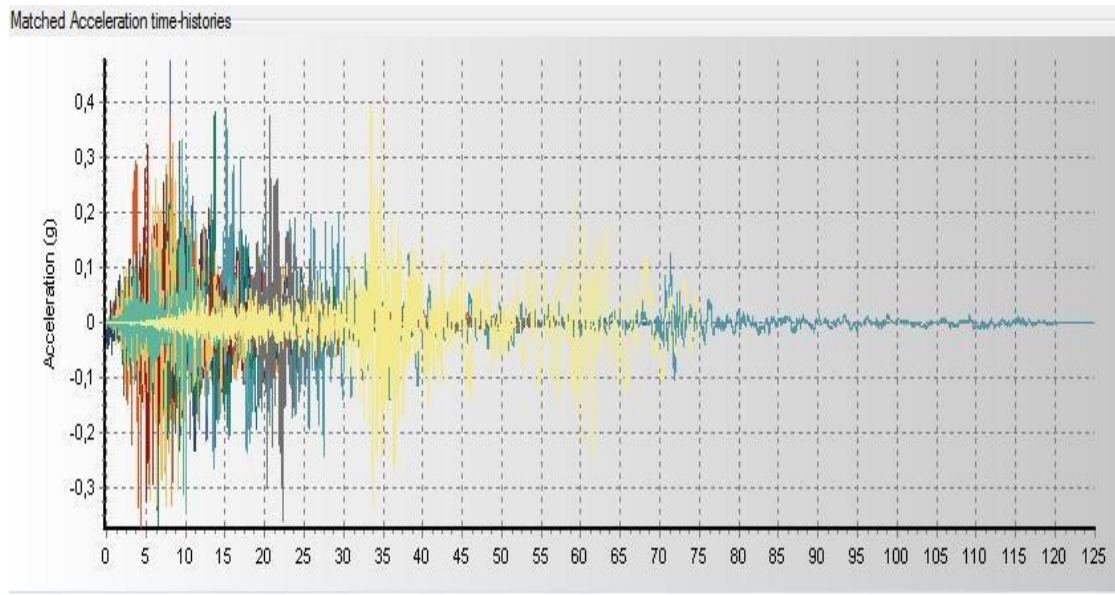


Figure I.9 : Matching des séries d'accélération

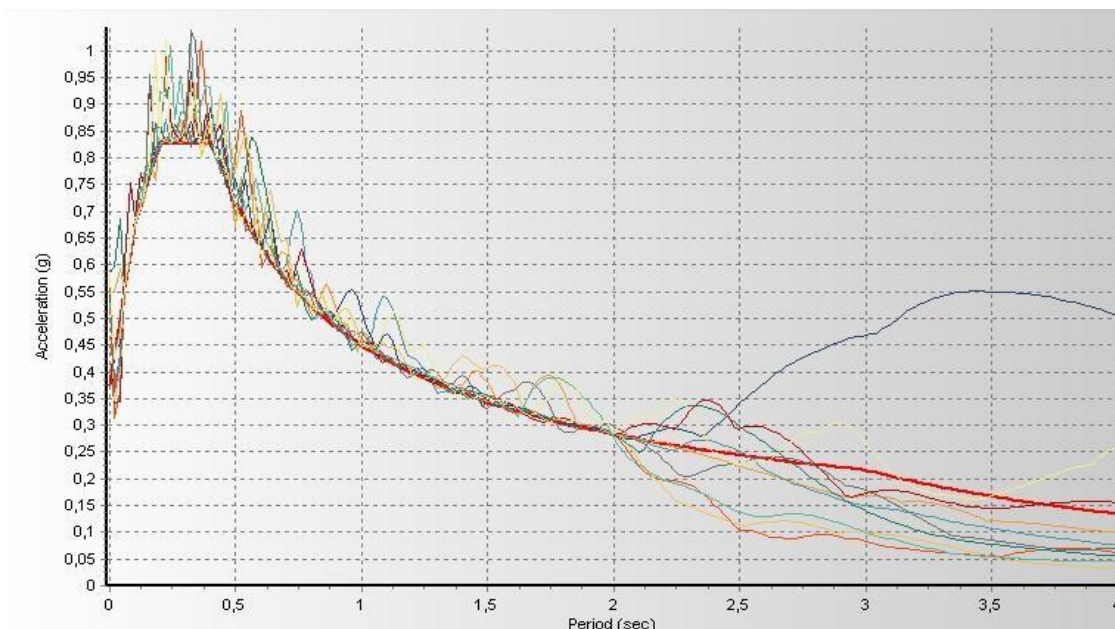


Figure I.10 : Matching spectre cible avec les spectres des réponses

Dans de nombreux cas, les utilisateurs devront se conformer aux critères d'appariement imposés sur la moyenne d'un groupe de spectres d'enregistrements, plutôt que sur le spectre individuel de chaque enregistrement. Ce module permet donc aux utilisateurs de combiner différents accélérogrammes appariés et de vérifier comment la moyenne des spectres des enregistrements appariés sélectionnés se compare avec le spectre cible dans l'intervalle de temps spécifié comme le montre la figure I.11. Grâce à ce module, il est également possible

d'extraire les enregistrements correspondants ou la réponse spectrale moyenne .

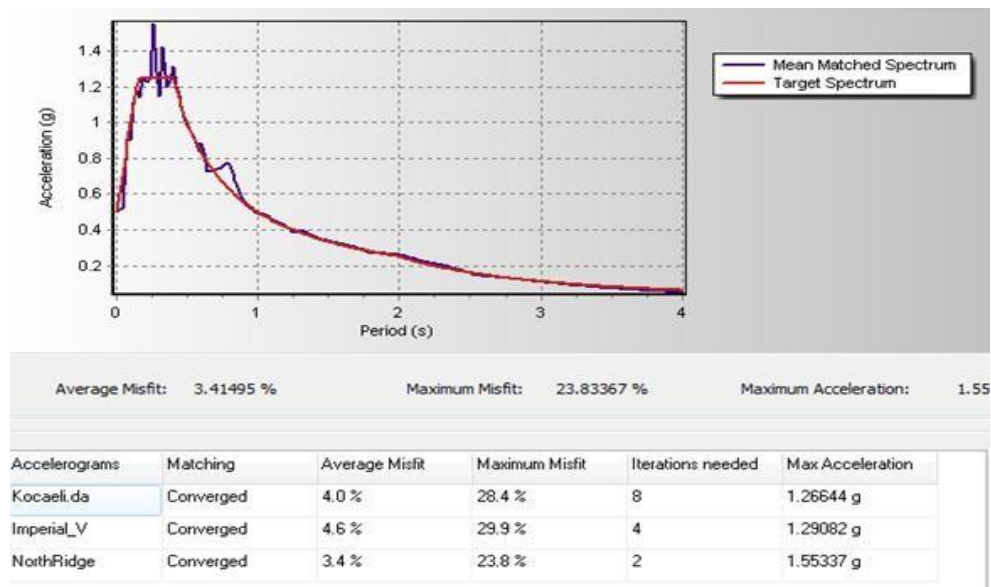


Figure I.11 : Matching spectre moyenne

I.6.2.Seismo Signal

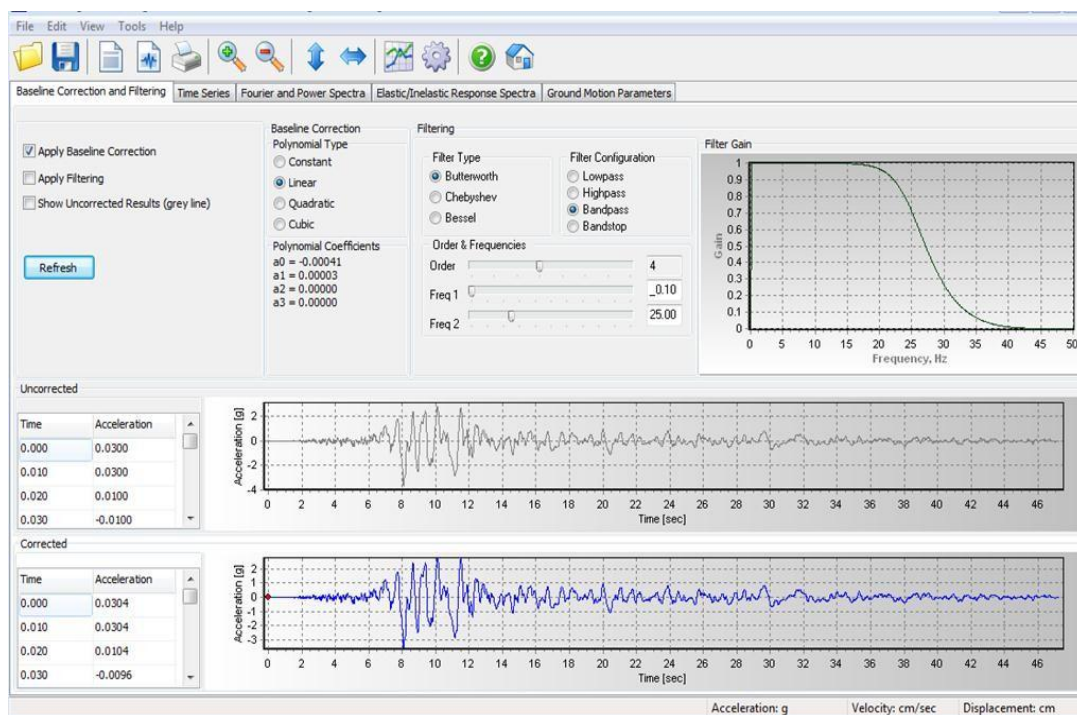


Figure I.12 : Correction et filtrage de la ligne de base

Seismo Signal est un outil simple et efficace pour traiter des données de mouvement fort, grâce à une interface visuelle conviviale et de la capacité de dériver un certain nombre de

paramètres de mouvement fort souvent requis par les ingénieurs sismologues et ingénieurs sismiques. Le programme est capable de lire les accélérogrammes définis dans les deux valeurs multiples en formats simple et ligne (les deux formats les plus populaires utilisés par les bases de données de mouvement fortes), et peut appliquer une correction et un filtrage de base avant l'intégration temporelle du signal (pour obtenir l'histoire temporelle de la vitesse et du déplacement). La figure I.12 montre un exemple.

I.6.3. Seismo Artif

Seismo Artif est un logiciel capable de générer des accélérogrammes sismiques artificiels adaptés à un spectre de réponse cible spécifique en utilisant différentes méthodes de calcul et des hypothèses variées. Il est à noter que l'utilisation d'accélérogrammes réels et de techniques de comparaison de spectre, ainsi que d'outils de sélection d'enregistrements, tend à être recommandée pour le calcul des combinaisons des enregistrements à utiliser dans une analyse dynamique non linéaire des structures. La procédure de création des mouvements synthétiques du sol est basée sur les travaux de Halldorsson et Papageorgiou et nécessite la définition des paramètres suivant : Régimes, Distance, Magnitude. La figure I.13 montre un exemple.

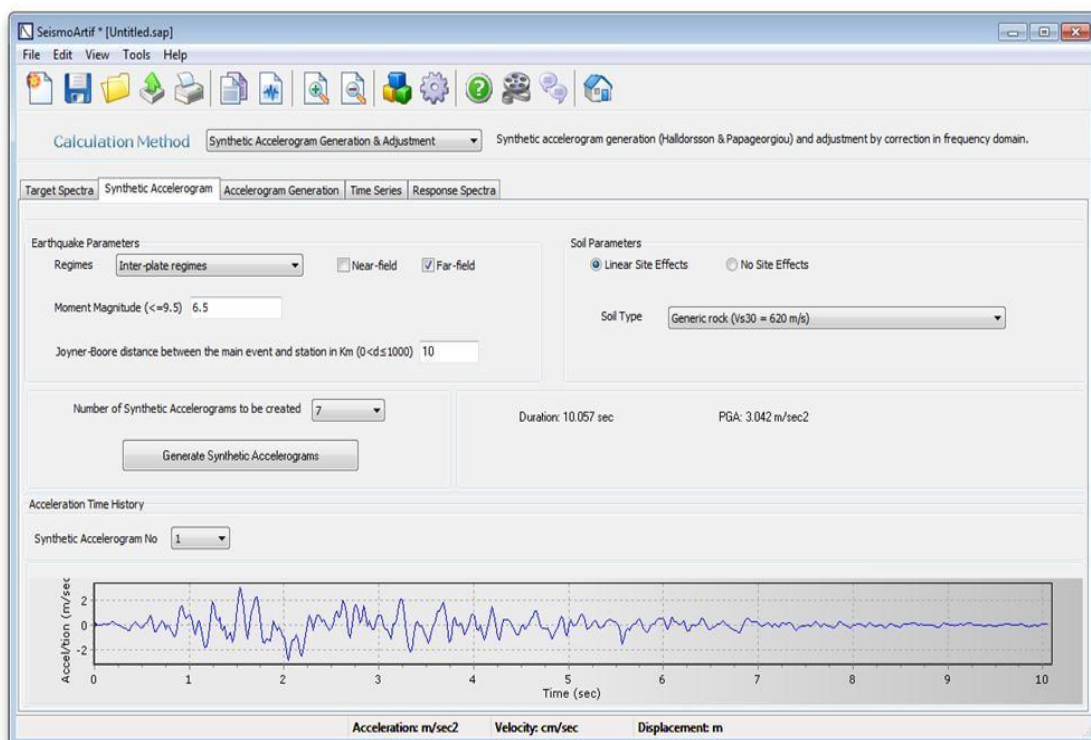


Figure I.13: Accélérogramme synthétique

Une fois les accélérogrammes artificiels générés, il est possible de visualiser les résultats en termes de séries temporelles et de spectres de réponse. Les séries temporelles (accélération, vitesse, déplacement), l'état de convergence, les PGA, PGV et PGD sont également affichés afin de fournir une vue immédiate des caractéristiques de chaque accélérogrammes artificiel généré. (Figure I.14).

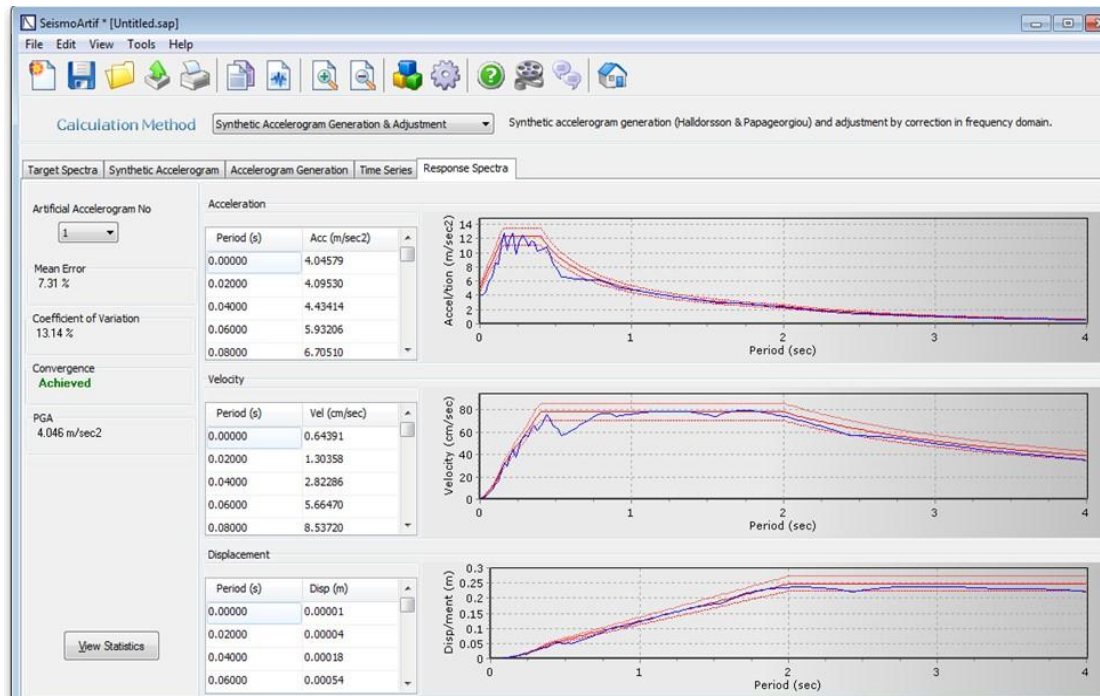


Figure I.14: Série temporelles et spectre de réponse.

I.6.4. SeismoSelect

SeismoSelect est un moyen simple et efficace de rechercher, sélectionner, mettre à l'échelle et télécharger des données de mouvement du sol à partir de différentes bases de données de mouvement fort disponibles en ligne. Différents critères peuvent être utilisés comme paramètres d'intérêt, avec lesquels effectuer les recherches. Celles-ci incluent les ordonnées spectrales cibles, différents paramètres de mouvement du sol (par exemple PGA, PGV, Arias ou Housner Intensity), des informations concernant l'événement (par exemple, magnitude, emplacement du style de défaut, date) ou le site d'enregistrement (par exemple Vs30, distance épacentrale). Sur la base de ces paramètres, le logiciel effectue des recherches d'ensembles d'enregistrements compatibles et propose des moyens de télécharger facilement les enregistrements sélectionnés.

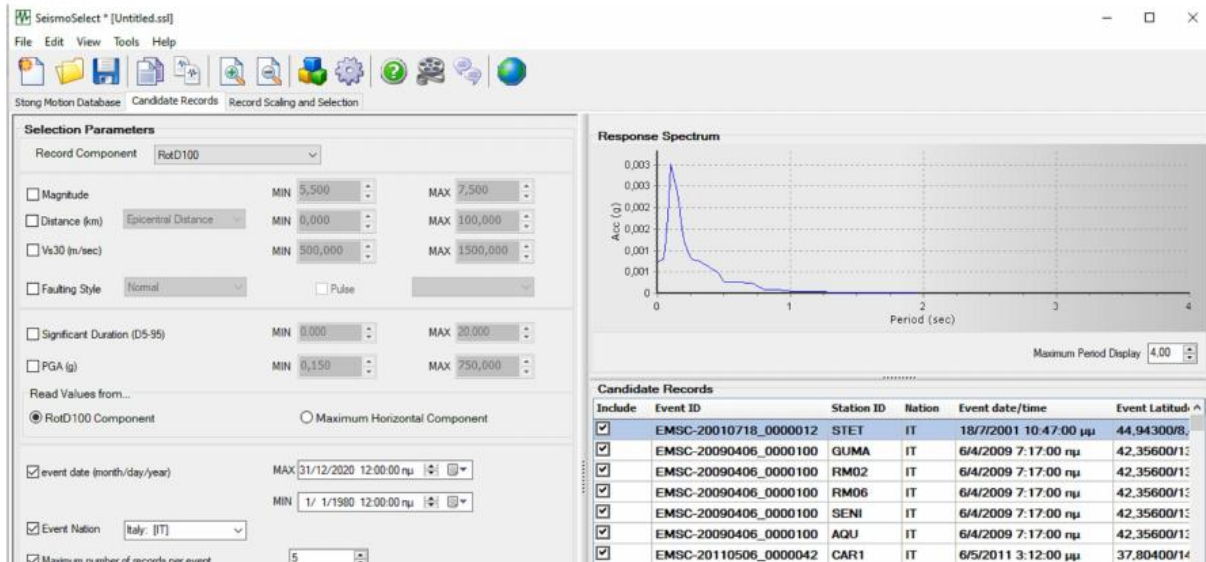


Figure I.15: Recherche de dossiers de candidats

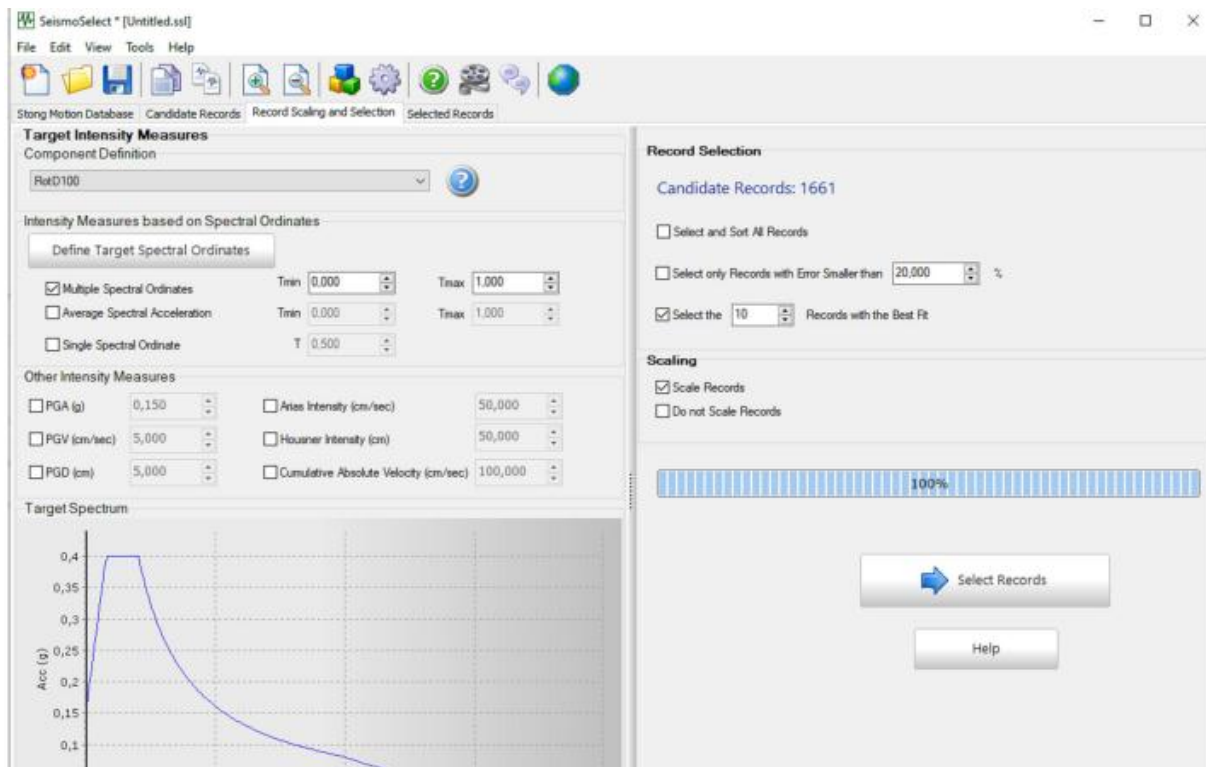


Figure I.16: Mise à l'échelle et sélection des enregistrements.

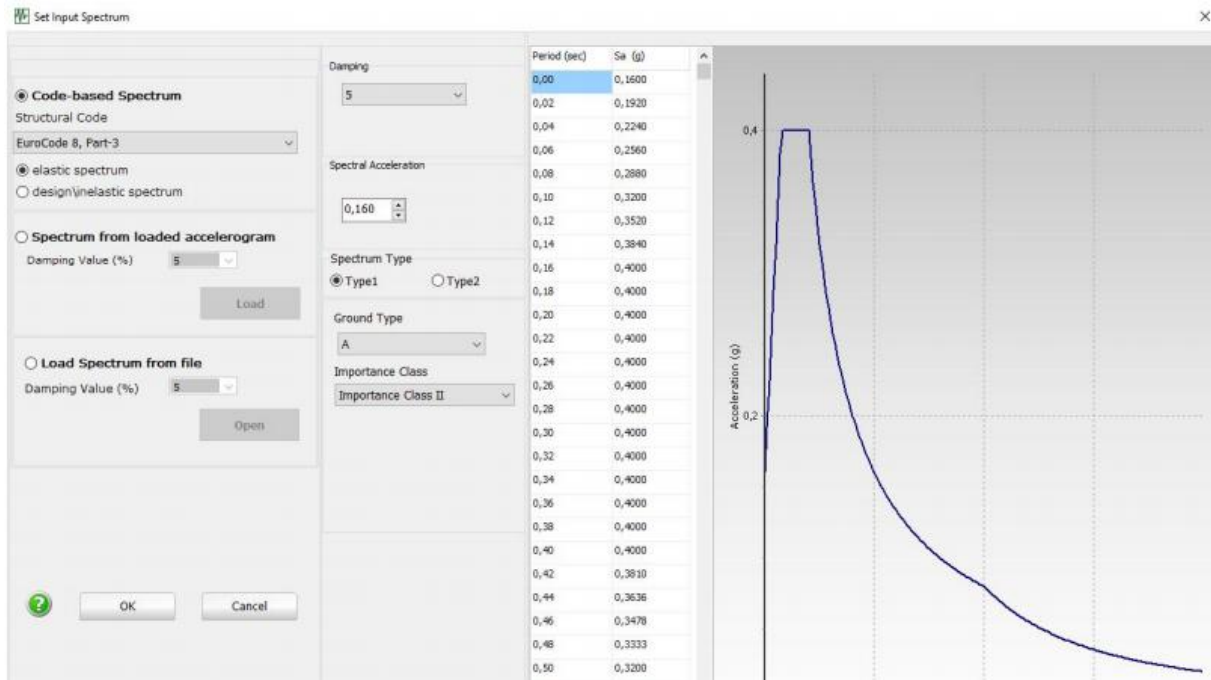


Figure I.17: Définition des ordonnées spectrales cibles.

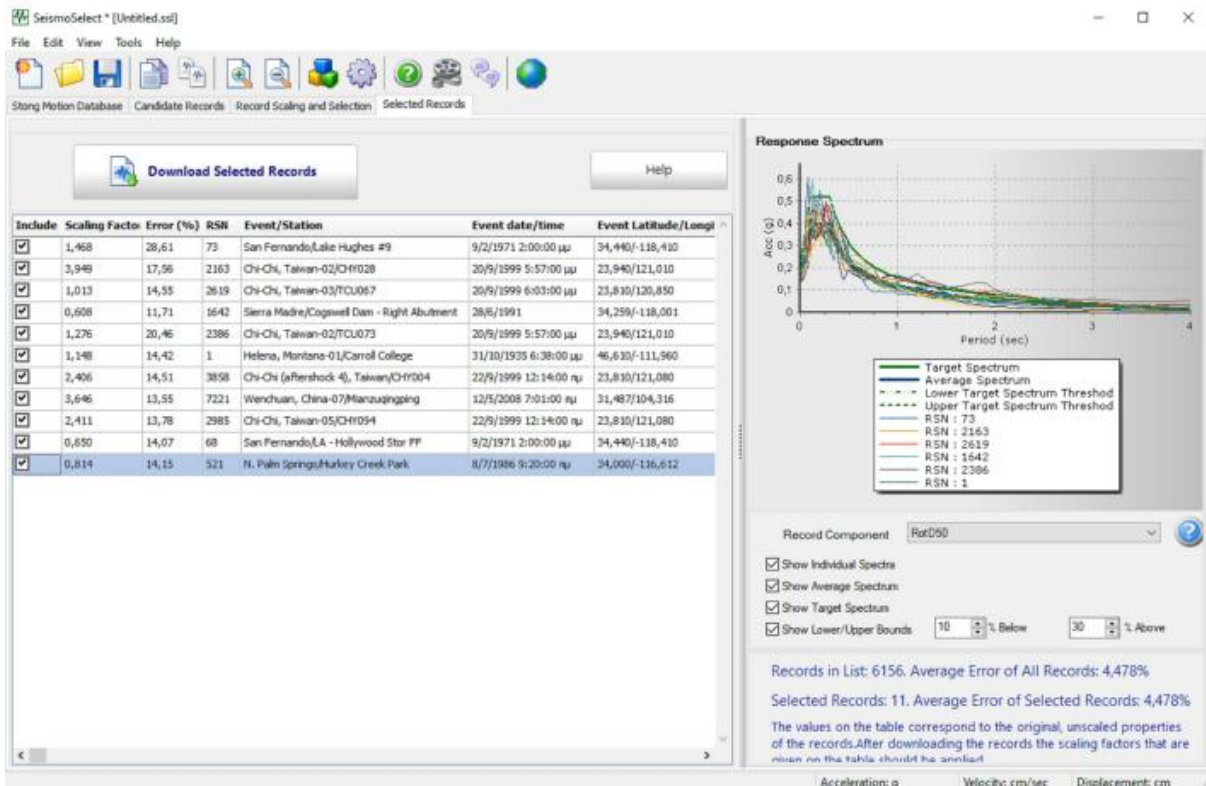


Figure I.18: Visualisation des enregistrements sélectionnés.

Conclusion

Comme nous l'avons déjà présenté dans ce chapitre il y'a de nombreuses considérations à prendre en compte dans l'analyse dynamique linéaire des structures, que ce soit par rapport à la sélection des secousses sismiques ou l'étalonnage même des secousses. Dans le chapitre suivant on va à appliquer quelque méthode d'étalonnage sur l'ajustement d'une série de mouvements sismiques sélectionnés à partir de la base de données PEER.

Partie II

Etude d'un bâtiment

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction

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

I.1.Situation du projet

Le projet est implanté au site dénommé Ain-El Karma dans la commune de Tissemsilt, willaya de Tissemsilt.



Figure I.1 : Plan de situation.

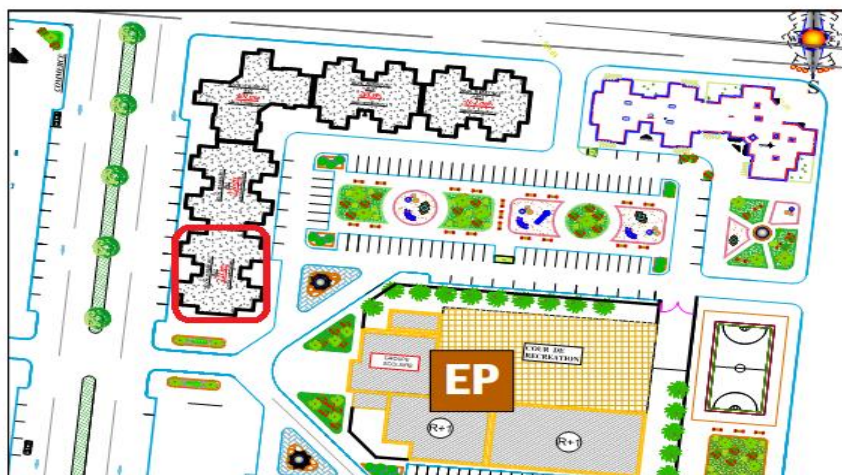


Figure I.2 : Plan de masse.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+5) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ RDC à usage commercial et d'habitation type F3.
- ✓ Du premier étage au cinquième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 4 logements de type F3).
- ✓ une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

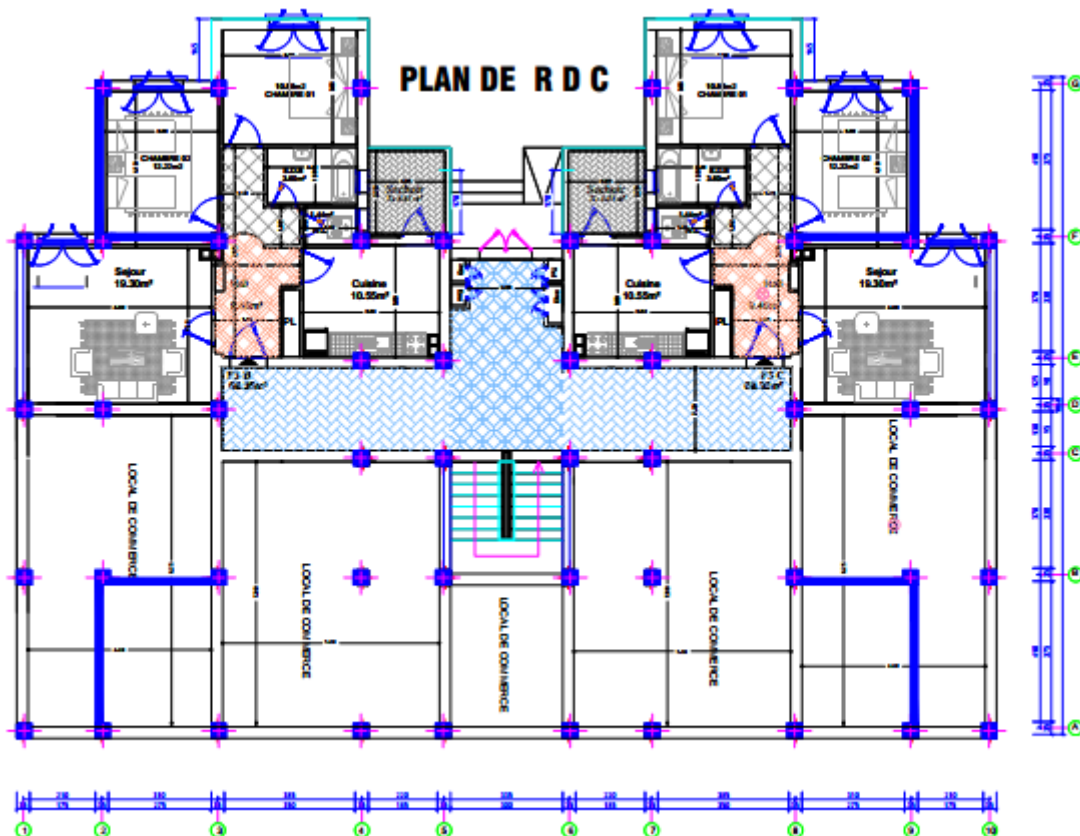


Figure I.3.1 : Vue en plan de RDC.

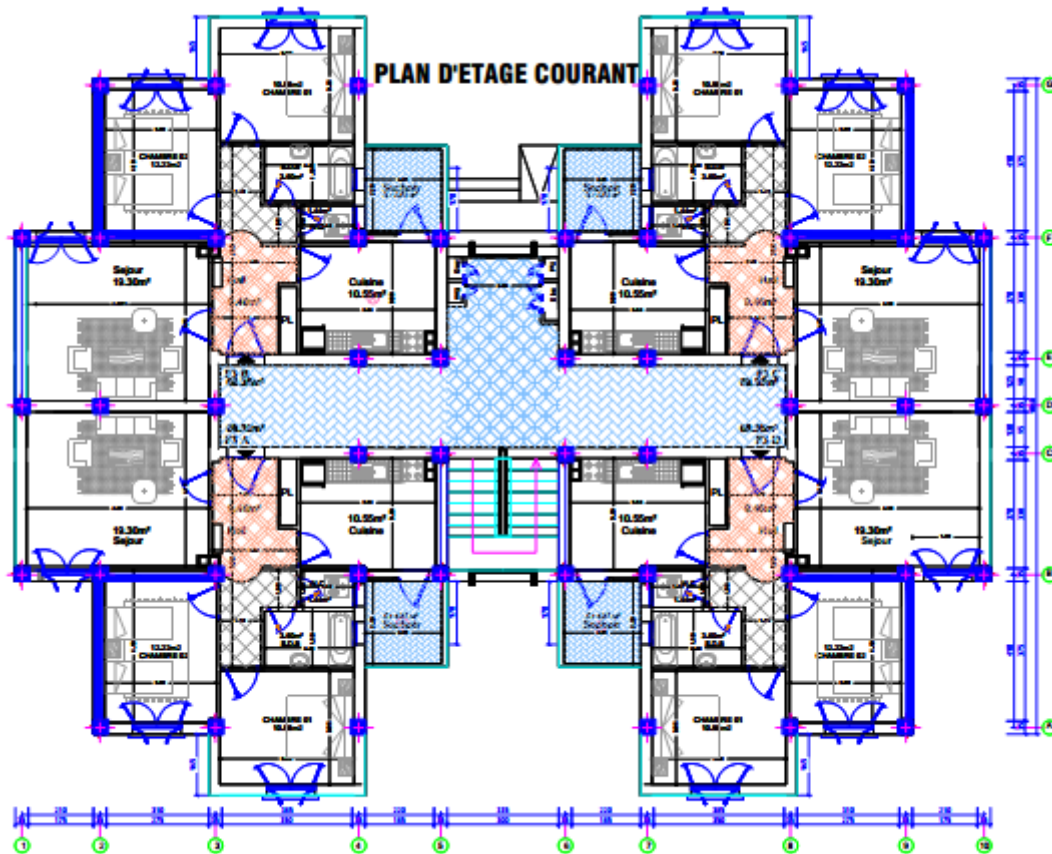


Figure I.3.2: Vue en plan d'étage courant.

I.3. Données géotechniques du site

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST, situé à TIARET. les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du règlement.
- ✓ La couche de sols faibles et altérés ne dépasse pas 60cm d'épaisseur.
- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 3\text{bars}$.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : $D= 2 \text{ m}$.

I.4. Caractéristiques géométriques

La structure présente une forme de (L) dont les dimensions sont :

- ✓ Hauteur totale (acrotère non compris).....19,38 m
- ✓ Hauteur rez-de-chaussée03,23 m
- ✓ Hauteur des étages courants03,23 m
- ✓ La longueur totale26.20m

✓ La largeur totale18,60 m

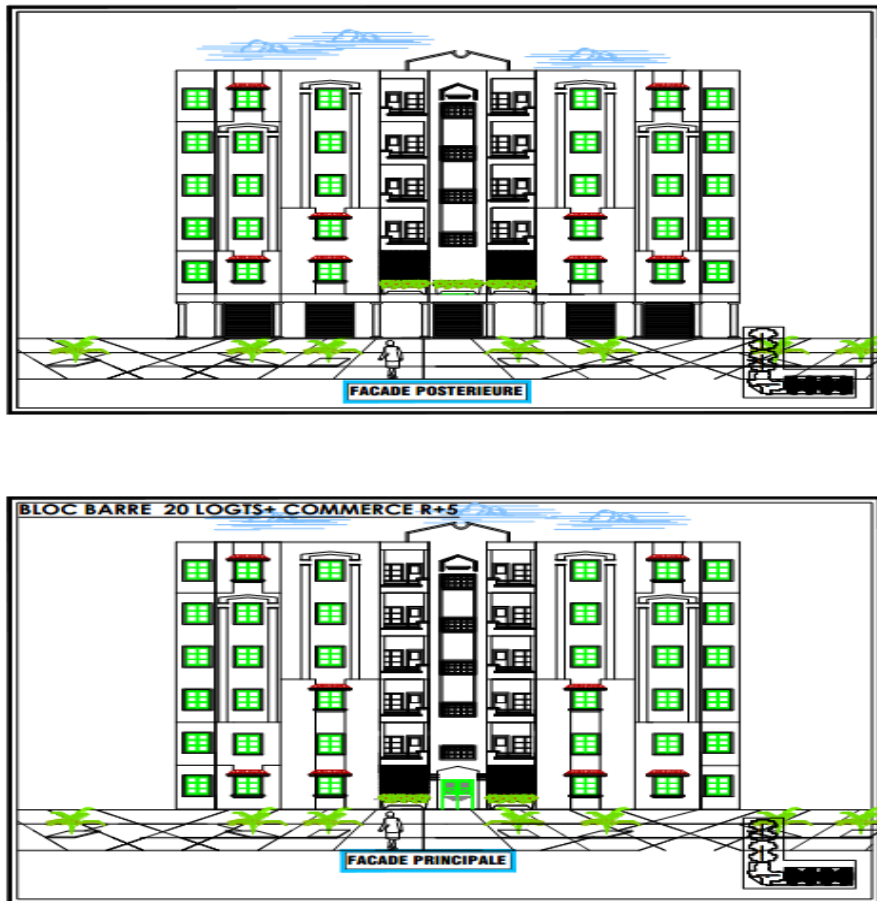


Figure I.4 : Vue en élévation

I.5. Ossature et système constructif adopté

I.5.1.Ossature

La stabilité de la structure est assurée par une ossature (poteaux, poutres et voiles)

I.5.2.Planchers

C'est une parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux. Il existe deux type de plancher :

- **Plancher à corps creux**

- Les planchers sont exécutés en hourdie de 16cm d'épaisseur avec poutrelles ferrillées en acier.

- La dalle de compression de 4cm d'épaisseur ferrillée avec treillis soude.

- **Plancher à dalle pleine**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.5.3.Escaliers

On a un seul type d'escalier :

-Escalier à deux volées avec un palier utilisé pour l'accès du R.D.C jusqu'au 05^{eme} étage.

I.5. 4.Maçonnerie

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm; les murs intérieurs sont faits en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

I.5.5.Revêtement

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

I.5.6.Isolation

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1.Le Béton :

Pour la réalisation des fondations et des planchers, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par un dosage de 350 Kg/m³, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Poids volumique: $\gamma_{BA} = 25KN / m^3$
- $f_{c28} = 25MPa$
- $f_{t28} = 2.1MPa$

Les composantes de la pâte du béton doivent respectes certains normes techniques telle que :

- La propreté et la qualité des composants
- le malaxage (mécanique)
- la vibration de la masse du béton lors de sa mise en œuvre

La composition d'un mètre cube (m³) de béton est la suivante

❖ Ciment CPA 325	350 Kg
❖ Sable $d_g \leq 5$ mm	400 L
❖ Gravillons $d_g \leq 25$ mm	800 L
❖ Eau de gâchage	175 L

La préparation du béton sera faite conformément aux normes techniques en respectant le dosage y compris toutes sujétions de bonne exécution.

➤ Résistance mécanique

A. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à l'âge de 28 jours par les formules suivantes :

- Pour $j < 28$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa (BAEL 91)} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{(BAEL 91)}$$

- Pour $j > 60$:

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{(BAEL 91)}$$

B. Résistance caractéristique à la traction

Elle est désignée par le symbole f_{tj}

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ $f_{t28} \Rightarrow 2.1 \text{MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale**

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformations longitudinales :

• **Module de déformation instantanée**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 MPa$$

• **Module de déformation longitudinale différée**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.9 MPa$$

➤ **Déformation transversale coefficient de poisson**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égal à :

$\nu = 0$ béton fissuré à L'E.L.U.R.

$\nu = 0,2$ béton non fissuré à L'E.L.S.

➤ **Contrainte limite**

Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = 14.17 MPa \text{ En situation durable } (\gamma = 1.5).$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = 18.5 MPa \text{ En situation accidentelle } (\gamma = 1.15).$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

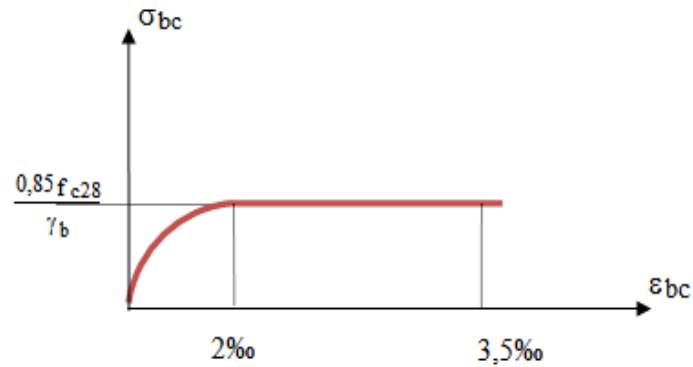


Figure I.5 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.U.R

Etat limite de service (E.L.S)

La Contrainte de service à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

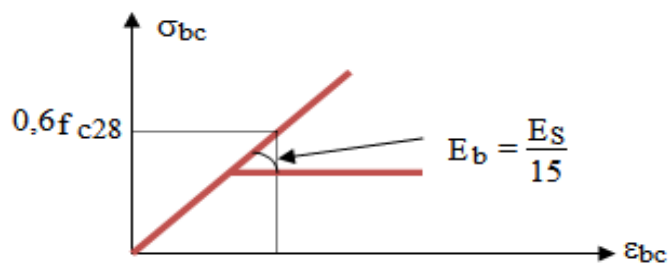


Figure. I.6 : Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S

I.6.2. Aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, Nous utilisons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- Haute adhérences (HA) : FeE400, FeE500
- Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 5\text{mm}$

A. Contrainte limite de l'acier

A.1. Etat limite ultime « E.L.U »

Pour le diagramme Contrainte Déformation calculé relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié de la figure I.8 suivant :

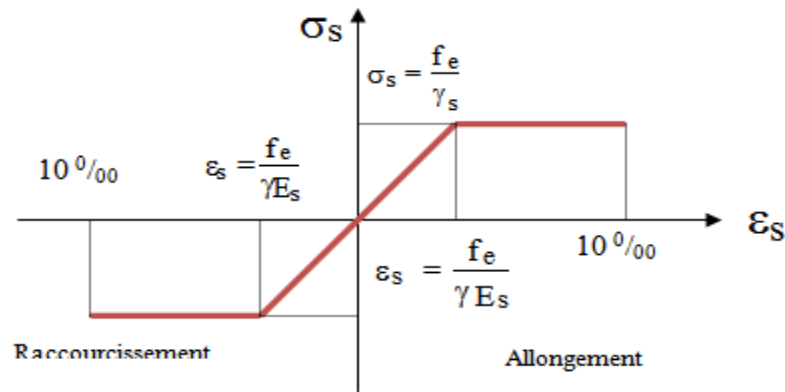


Figure. I.7 : Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier.

On adopte le Diagramme Contrainte-Déformations suivant avec :

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

$$\sigma_s = 348MPa \text{ En situation durable } (\gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = 400MPa \quad \text{En situation accidentelle } (\gamma_s = 1)$$

A.2. Etat limite de service (ELS)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right)$$

Pour les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25MPa$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; 150 \times 1.6\right) = 240MPa$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\eta\right)$$

Pour les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25MPa$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; 110 \times 1.6\right) = 176MPa$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que.

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

B. Module d'élasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'Acier sera pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

I.7. Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

$$\tau_\mu = \frac{T_\mu}{b_0 \cdot d} \text{ (BAEL 91)}$$

Avec : b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.8. Etats limites

Suivant les règles **B.A.E.L** on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R**

- Etats limites de service **E.L.S**

I.8.1. E.L.U.R

Les sollicitations de calculs ne doivent pas dépasser dans le sens défavorables les sollicitations limites ultime résultant des règles énoncées dans la suite

- **hypothèse de calcul** : les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

1- (hypothèse de Navier) les sections droites restent planes après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton

2- la résistance à la traction du béton est négligée (à cause de la fissuration)

3- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ et pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.

4- le béton et l'acier sont considérés comme matériaux linéairement élastique c'est-à-dire la contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$

Le coefficient d'équivalent est défini par la relation : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

5- le diagramme linéaire de déformation de la section passe par l'un des trois pivots

• Règles de trois Pivots

On fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots.

Tableau I.1 : Règles de trois Pivots

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ /‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton a la flexion 3,5 ⁰ /‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton a la compression 2 ⁰ /‰

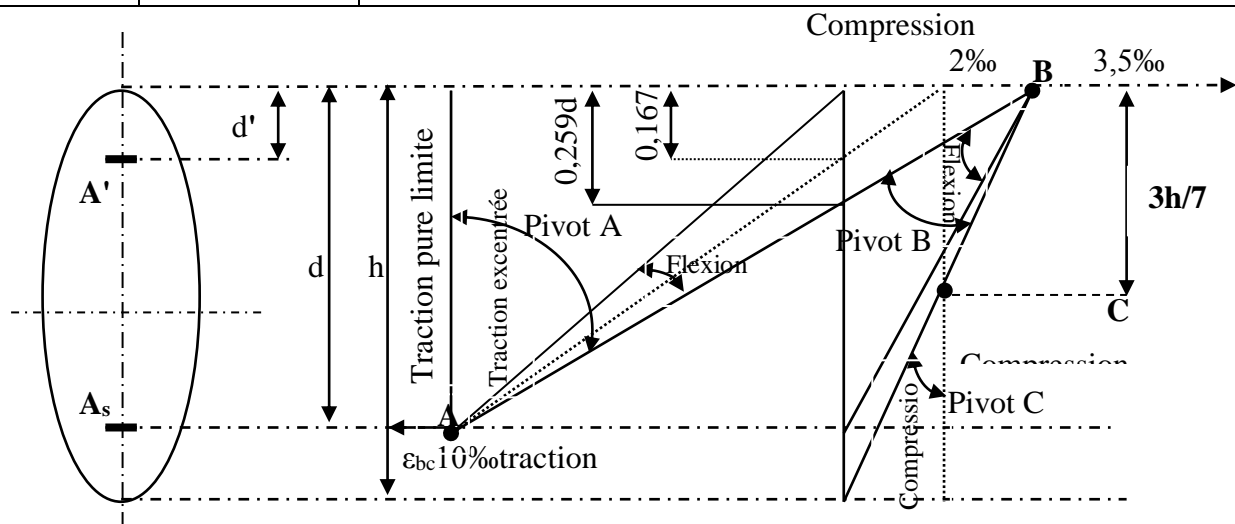


Figure I.8: Diagramme des déformations limitées de la section

- Règles des trois pivots-

I.8.2. E.L.S

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistances calculées dépassement des contraintes limites.

$$G + Q \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charges permanentes} \\ Q : \text{Charges d'exploitations} \end{array} \right.$$

I.9.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites**I.9.1.Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

S'il y aura intervention des efforts horizontaux due au séisme; les règles parasismique Algériennes ont prévus les combinaisons d'action suivantes :

$$\text{Pour les poutres} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right. \quad \text{pour les poteaux} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{array} \right.$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement et
descente des charges

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.1.Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- **Planchers terrasse inaccessible**

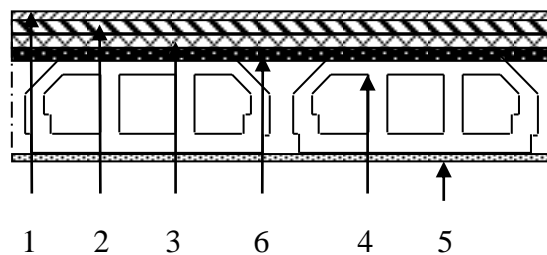


Figure II.1 : Constituants d'un plancher terrasse.

Tableau II.1 : Charge permanente due aux planchers terrasse inaccessible.

N°	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Protection gravillon	en 5	17	$0,05 \times 17 = 0,85$
2	Étanchéité multicouche	2	6	$0,02 \times 6 = 0,12$

3	Béton de pente 7 (Béton non armé)	7	22	$0,07 \times 22 = 1,2$
4	Corps creux + dalle de compression	20	14	$0,20 \times 14 = 2,80$
5	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
6	Isolation thermique	4	18	$0,04 \times 18 = 0,72$
Charge permanente totale			G = 5,89 kN/m²	
Charge d'exploitation			Q = 1 kN/m²	

• Planchers étage courant

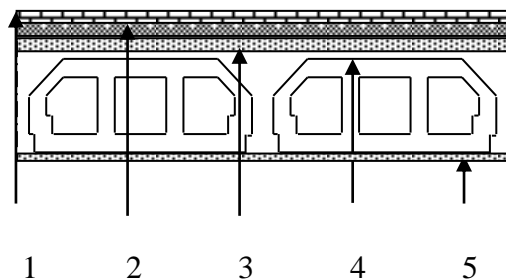


Figure II.2 : Constituants d'un plancher courant.

Tableau II.2. Charge permanente due aux planchers étage courant.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Lit de sable	3	18	$0,03 \times 18 = 0,54$
4	Plancher à corps creux (16+4)	20	14	$0,20 \times 14 = 2,80$
5	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
6	Cloison de séparation	10	9	$0,1 \times 9 = 0,9$
Charge permanente totale			G = 5,24 kN/m²	
Charge d'exploitation			Q = 1,5 kN/m²	

- **Balcon**

Tableau II.3 : Charge permanente due aux balcons.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Morté de pose	2	20	0,4
3	Dalle pleine en B.A	15	25	3,75
4	Lit de sable	3	18	0,54
5	Enduit en ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale			G = 5,45 kN/m²	
Charge d'exploitation			Q = 3,5 kN/m²	

- **Escalier**

- a) **Paillasse**

Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation de paillasse.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Carrelage horizontal	2	20	0,02×20=0,4
2	Carrelage vertical	2	20	0,02×20=0,4
3	Mortier de pose horizontal	2	20	0,02×20=0,4
4	Mortier de pose verticale	2	20	0,02×20=0,4
5	Lit de sable	2	18	0,02×18=0,36
6	Poids propre de marche (18/2)	/	/	(0,18/2)×25=2,25

7	Poids de paille (e.25.1m .cos α)	/	/	0,15.25.1.0, 830 = 3,11 KN/m ² .
8	Garde- corps	/	/	0,40
9	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
Charge permanente totale				G₁ = 7,92 kN/m²
Charge d'exploitation				Q₁ = 2,5 kN/m²

b) Palier

Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation de palier.

N°	Élément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Poids propre du palier ex25	0,15	25,00	3,75
3	Mortier de pose	2	20	0,02×20=0,4
4	Lit de sable	2	18	0,02×18=0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
Charge permanente totale				G₂ = 5,11 kN/m²
Charge d'exploitation				Q₂ = 2,5 kN/m²

- Les murs extérieurs

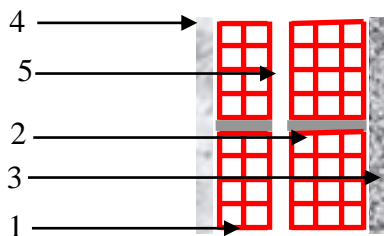


Figure II.3 : Constituants d'un mur en double cloison.

Tableau II.6. Charge permanente due à la double cloison.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Brique creuse	10	9	0,1×9=0,9
2	Brique creuse	15	/	0,15×9=1,35
3	Enduit de ciment	2	18	0,02×18=0,36
4	Enduit de plâtre	2	10	0,02×10=0,2
5	Vide âme d'air	5	-	-
Charge permanente totale			G = 2,81 kN/m²	

II.2. Pré dimensionnement

II.2.1. Planchers à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t telle que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

Avec :

h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**.

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} \rightarrow h_t \geq 18.67 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **20 cm**.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de dalle de compression.} \end{array} \right.$

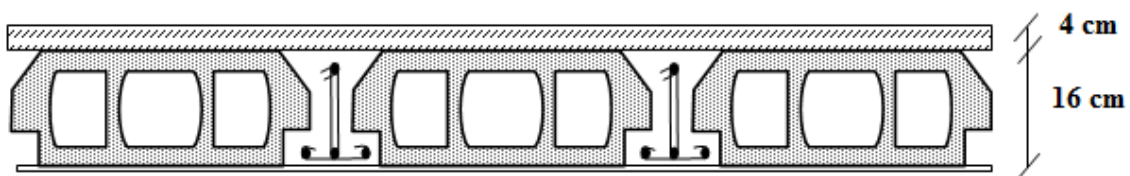


Figure II.4 : Plancher à corps creux

II.2.2 .Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement. Les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

D'après BAEL91

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6,66\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{cm}$$

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

- **Détermination la largeur de la table de compression**

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_{our}}{10} \text{ cm}; \frac{L_x}{2} \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{55}{2} \text{ cm}; \frac{410}{10} \text{ cm}\right) = 27,5\text{cm}$$

Avec :

L : la portée de la travée

L_x : la distance entre les deux faces voisines des deux nervures

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure :

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

II.2.3. Dalle pleine (cage d'escalier)

Pour les dalles permettant l'accès aux ascenseurs et aux escaliers on va adopter une dalle pleine. Le plus grand panneau a comme dimensions $L_x = 3\text{m}$, $L_y = 4.10\text{m}$, l'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux suivantes :

- Condition de résistance pour une dalle à trois appuis :

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

Donc, $\frac{300}{35} \leq e \leq \frac{300}{30}$ on prend $e = 10 \text{ cm}$

- Condition de résistance au feu :

$e = 07\text{cm}$ pour une heure de coupe feu

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

D'où : **$e = 11\text{cm}$**

On va considérer des dalles de 15 cm.

II.2.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le redimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

A) Selon les règles BAEL 91

La hauteur h de la poutre doit être :

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

La largeur b de la poutre doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

B) selon le RPA 99

La hauteur h de la poutre doit être :

$$h \geq 20\text{cm}$$

La largeur b de la poutre doit être :

$$b \geq 30\text{cm}$$

Le rapport hauteur largeur doit être :

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

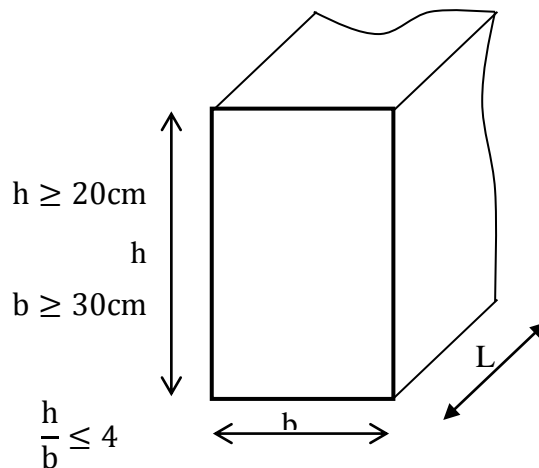


Figure II.5 : Dimensionnement de poutre .

II.2.4.1. Pré-dimensionnement des poutres principales

$L = 4,10\text{m}$.

Selon le BAEL 91

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10}$$

Donc : $h_t = 40\text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3(40) \leq b \leq 0,7(40)$$

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

Donc $b = 30\text{cm}$

- **Vérification selon RPA 99**

$$b \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend la section de poutre longitudinale (Poutre Principale).

$$(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$$

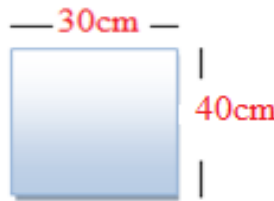


Figure II.6 : Section des poutres principale.

II.2.4.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 3,40\text{m}$$

Selon le BAEL 91

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10}$$

Donc : $h_t = 35\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3(30) \leq b \leq 0,7(30) \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

Donc : $b = 30\text{cm}$

- **Vérification selon RPA 99**

$$b \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend la section des poutres transversales

$$(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$$

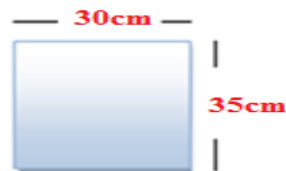


Figure II.7 : Section des poutres secondaire.

II.2.5. Les poteaux

Le poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression.

Le dimensionnement s'effectue de la manière suivante :

II.2.5.1. Descende des charges

La descende des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

a) Les charges permanentes

Sa descende des charges dues au poids propre peut s'effectuer en considérant pour chaque poteau ou voiles son poids propre ainsi que la charge des autres éléments reportée sur lui est la charge totale aura comme suit : $G_{tot} = G_{terrasse} + G_{étage} + G_{RDC}$

b) Les charges d'exploitations

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges comme suit :

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

On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant comme suite :

Tableau II.7 : Dimension des poteaux.

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	40x40
2 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage	35x35
4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage	30x30

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

Tableau II.8 : Règle de dégression adopté.

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1
05	$Nq_1=q_0+q_1$	2.500
04	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.850
03	$Nq_3=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	5.050
02	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.100
01	$Nq_5=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.000
RDC	$Nq_6=q_0+ \frac{3+n}{2n}(q_1+q_2+q_3+ q_4+ q_5+ q_{RDC})$	7.750

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

Notre prédimensionnement va s'appliquer sur le poteau qui supporte plus de charges réparties sur une surface.

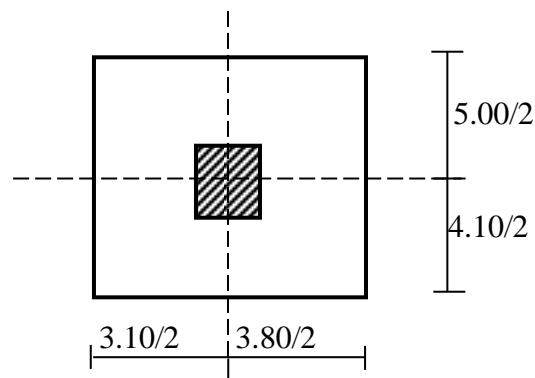


Figure II.8 : Surface du plancher revenant à un poteau central.

$$S_G = (1,55 + 1,9) \times (2,05 + 2,5) = 15,70 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (1,55 + 0,4 + 1,9) \times (2,05 + 0,4 + 2,25) = 18,10 \text{ m}^2$$

Tableau II.9 : Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux

N°	Elément	G (kN)	Q (kN)
	-Plancher terrasse:	92,47	

1 – 1	15,70 × 5,89 -Poutre secondaire: 3,45 × 0,30 × 0,35 × 25 -Poutre principale: 4,3 × 0,30 × 0,40 × 25 -Poteau : 0,30 × 0,30 × 3,23 × 25 * Sur Charge : 1 × 15,70	9,06 12,9 7.27	15,70
	Venant : 1-1	121,7	15,70
2 – 2	-Plancher étage : - Poutre secondaire : -Poutre principale : -Poteau : * Sur Charge : 15,70 + 2,5 × 15,70	121,7 9,06 12,9 7.27	54,95
	Venant : 2-2	150,93	54,95
3 – 3	-Plancher étage : - Poutre secondaire -Poutre principale -Poteau :: 0,35 × 0,35 × 3,23 × 25	150,93 9,06 12,9 9,89	

	* Sur Charge : $54,95 + 3,85 \times 15,70$		115,40
	Venant : 3-3	182,78	115,40
4 – 4	-Plancher étage : - Poutre secondaire -Poutre principale : -Poteau :	182,78 9,06 12,9 9,89	
	* Sur Charge : $115,40 + 5,05 \times 15,70$		194,69
	Venant : 4-4	214,63	194,69
5 – 5	-Plancher étage : - Poutre secondaire : -Poutre principale -Poteau : : $0,40 \times 0,40 \times 3,23 \times 25$	214,63 9,06 12,9 12,92	
	* Sur Charge : $194,69 + 6,10 \times 15,70$		290,46
	Venant : 5-5	249,51	290,46
6– 6	-Plancher étage : - Poutre secondaire :	249,51 9,06	

	-Poutre principale	12,9	
	-Poteau	12,92	
	* Sur Charge : 290,46 + 7 × 15,70		400,36
	Venant : 6-6	284,39	400,36

II.2.5.1. Vérification

II.2.5.1.1. Vérification à l'E.L.U.R

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(284.39) + 1,5(400,36) = 984.47\text{kN}$$

$$N_u = 1,15 \times N'_u = 1132.14\text{kN}$$

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que :

$$N_u \leq \overline{N}_u$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

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

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

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur

Sur tout son périphérique tel que $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } & \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : longueur de flambement on prend :

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,23) = 2,26\text{m}$$

i : rayon de giration de la section du béton seul avec

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$

B : aire total de la section du poteau.

-Pour les poteaux de RDC et 1^{er} étage

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A = A_s = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{0,8(b \times h)}{100} \right]$$

$$A = A_s = \max \left[\frac{0,2 \times (40 \times 40)}{100}; \frac{0,8(40 \times 40)}{100} \right]$$

$$A = A_s = \max(3,2; 12,8)$$

$$\text{Donc } A_s = 12,8\text{cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) = (40 - 2)(40 - 2) = 1444\text{cm}^2.$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33\text{cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 12,15$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226}{12,15} = 18,60 \leq 50$$

$$\alpha = 0,8$$

Donc :

$$N_u \leq 0,8 \left[\frac{1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{12,8 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 2495,43\text{kN}$$

1132.14kN \leq 2495,43kNCondition vérifiée

-Pour les poteaux des 2^{eme} et 3^{eme} étages

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A = A_s = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{0,8(b \times h)}{100} \right]$$

$$A = A_s = \max \left[\frac{0,2 \times (35 \times 35)}{100}; \frac{0,8(35 \times 35)}{100} \right]$$

$$A = A_s = \max(2,45; 9,8)$$

$$\text{Donc } A_s = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) = (35 - 2)(35 - 2) = 1089 \text{ cm}^2.$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 10,72$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226}{10,72} = 21,08 \leq 50$$

$$\alpha = 0,8$$

Donc :

$$N_u \leq 0,8 \left[\frac{1089 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{9,8 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 1880,46 \text{ kN}$$

1132.14 kN ≤ 1880,46 kN..... Condition vérifiée

-Pour les poteaux des 4^{eme} et 5^{eme} étages

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A = A_s = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{0,8(b \times h)}{100} \right]$$

$$A = A_s = \max \left[\frac{0,2 \times (30 \times 30)}{100}; \frac{0,8(30 \times 30)}{100} \right]$$

$$A = A_s = \max(1,8; 7,2)$$

$$\text{Donc } A_s = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) = (30 - 2)(30 - 2) = 784 \text{ cm}^2.$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 9,28$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226}{9,28} = 24,35 \leq 50$$

$$\alpha = 0,8$$

Donc :

$$N_u \leq 0,8 \left[\frac{784 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{7,2 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 1361,83 \text{ kN}$$

1132,14 kN \leq 1361,83 kN..... Condition vérifiée

II.2.6. Les voiles

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmettre une partie des charges.
- Transmettre les efforts horizontaux dues au séisme et au vent. C'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité des extrémités comme indiqué à la figure suivant :

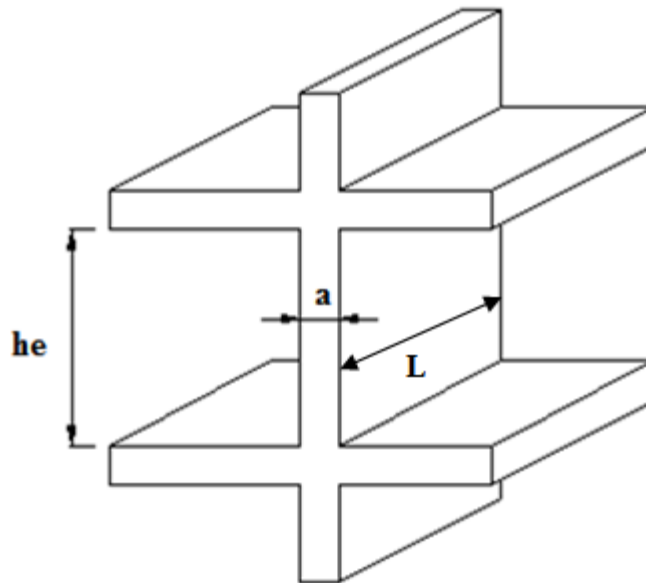


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

D'après RPA99V2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

$$L \geq 4e$$

Donc $h_e = 323 \text{ cm}$

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq \max(12,92\text{cm}; 14,68\text{ cm}; 16,15)$$

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

II.2.7.Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Un effort normal dû à son poids propre (G).
- ✓ Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

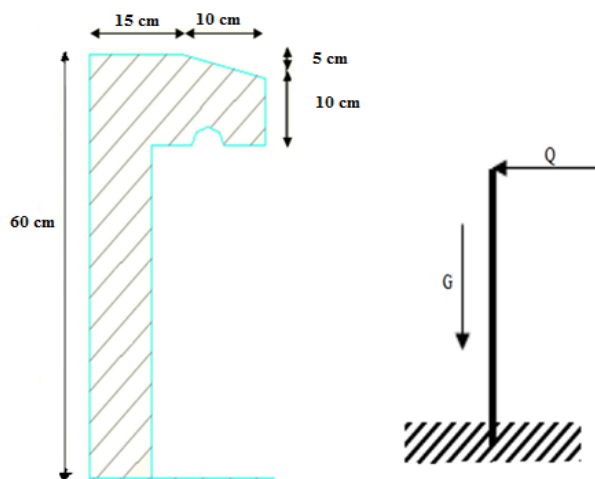


Figure II.10 : Schéma de l'acrotère.

II.2.7.1.Evaluation des charges et surcharges

- La charge due à son poids propre

$$G = S \cdot \gamma_{BA}$$

$$G = 25 \times \left[(0,10 \times 0,6) + (0,15 \times 0,10) + \left(0,05 \times \frac{0,10}{2} \right) \right] = 1,94 \text{ kN/ml}$$

▪ **La surcharge**

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

II.2.8. Les escaliers

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

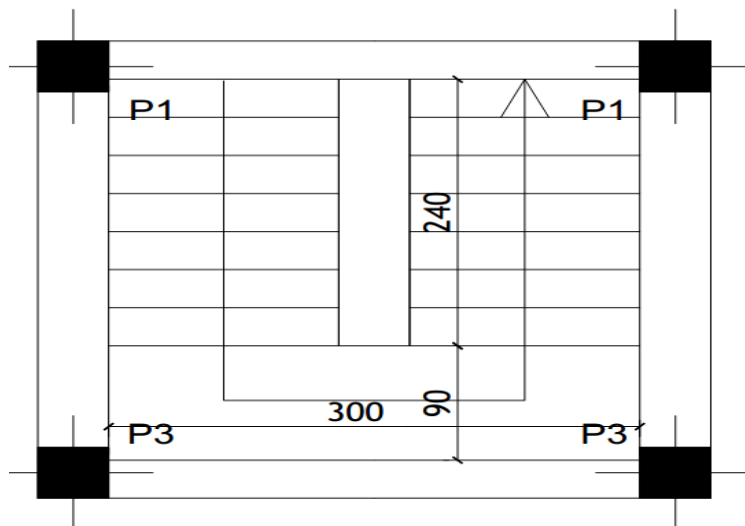


Figure II.11 :Schéma « Escalier Vue en Plan »

II.2.8. 1. Constituants d'un escalier

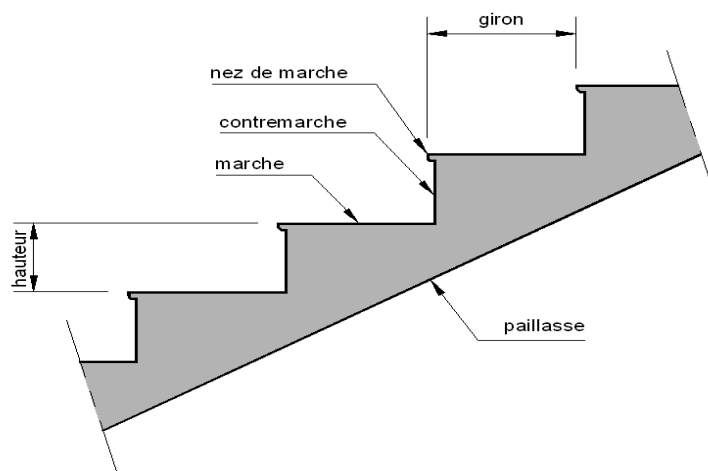


Figure II.12 : Coupe des escaliers.

- **La montée** ou la hauteur d'escalier (H).
- **La hauteur d'une marche** (h) (16cm à 21cm).
- **Le giron** : la largeur de marche (g) (25cm à 32cm).
- **L'embranchement** : la largeur de la volée (b).
- **La contre marche** : la partie verticale d'une marche.
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.
- **La volée** : suite ininterrompues des marches.
- **Nez de marche** : Bord extérieur de la marche inférieur à 20mm.
- **Ligne de foulée** : Ligne théorique représentant le parcours usuel.

II.2.8.2. Dimensionnement d'un escalier

On utilise la formule de Blondel pour dimensionner un escalier :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

Avec :

g : Distance horizontale entre deux nez de marche.

h : Hauteur de la marche.

$$mn^2 - (m + 2H + L) \times n + 2H = 0$$

Tel que :

L : Longueur de paillasse.

n : Nombre de contre marche.

$$\text{Soit : } m = 64 \text{ on a } H = \frac{h_e}{2} = \frac{3,23}{2} = 161,5\text{cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 161,5 + 240) \times n + 2 \times 161,5 = 0$$

$$64n^2 - 627n + 323 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (-627)^2 - 4 \times 64 \times 323 = 310441$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{310441} = 557,17$$

$$n = \frac{b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9 \text{ Les contre marches}$$

Donc : On a $N_m = N_{c.m} - 1 = 8 \text{ marches}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \text{ On prend } g = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{161,5}{9} = 17,94\text{cm} \text{ On prend : } h = 18\text{cm}$$

Donc :

$$59\text{cm} \leq 26 + 2 \times 18 \leq 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 62\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

II.2.8.3. Détermination l'épaisseur de la paille

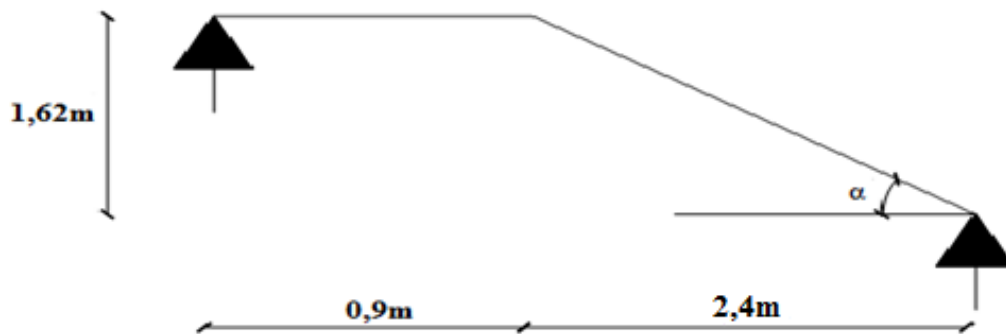


Figure II.13 : Schémas statique.

-Epaisseur de la paille

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}(\alpha) &= \frac{H}{L} = \frac{162}{240} = 0,675 \rightarrow \alpha = 34,02^\circ \\ \cos(\alpha) &= \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{240}{\cos(34,02)} = 290 \text{ cm} \\ \frac{L'}{30} &\leq e_{ps} \leq \frac{L'}{20} \rightarrow 8,84 \text{ cm} \leq e \leq 13,26 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.9. La poutre palière

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux. Elle est soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur et à l'action du palier. La poutre palière sert d'encastrement au palier prévue pour être un support d'escalier, elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

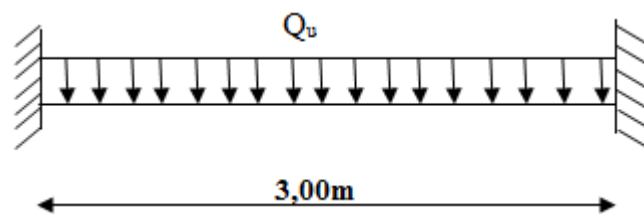


Figure II.14 : Schéma statique de la poutre palière

II.2.9.1. Pré-dimensionnement

La poutre palière a une section $(h \times b)$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \rightarrow 22,33 \text{ cm} \leq h \leq 33,5 \text{ cm}$$

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

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 17,5\text{cm}$$

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

-Vérification du RPA99 version 2003:

D'après le R.P.A99 version 2003:

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,17 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

II.2.9.2.Descente des charges

E.L.U.R

Charge permanente

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/ml}$

Poids du mur et palier console : $2,81 \times (3,23 - 1,62 - 0,35) + 5,11 = 8,65 \text{ kN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R_1 = 27,03 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$

Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisé dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse

Chapitre III

Evaluation des actions

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

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

III.1. L'acrotère

III.1.1. Vérification de l'acrotère sous charge sismique

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_p = 4 \cdot A \cdot c_p \cdot w_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et groupe d'usage.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau 6.1)

W_p : Poids de l'élément considéré.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,94 = 0,93 \text{ kN/ml}$

$F_p = 0,93 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$ condition vérifié

Charge :

-La charge due a son poids propre : $G = 1,94 \text{ kN/ml}$

-La surcharge : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

III.1.2. Sollicitations

a) E.L.U.R

- Effort normal : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,94 = 2,62 \text{ kN/ml}$

- Effort tranchant : $V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$

- Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \cdot Q \cdot H = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$

b) - E.L.S

-Effort normal : $N_s = G = 1,94 \text{ kN/ml}$

- Effort tranchant : $V_s = Q = 1 \text{ kN/ml}$

- Moment fléchissant : $M_s = Q \cdot H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$

- **Vérification de non flambement**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$L_f = 2L = 2 \times 0,6 = 1,2m$ L_f : La longueur de flambement.

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \quad a : \text{L'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$\lambda = \frac{1,2\sqrt{12}}{0,1} = 41,57 \quad \lambda : \text{L'élanement .}$$

L'excentricité:

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017m = 1,7cm \quad e_0 : \text{L'excentricité du noyau central.}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,62} = 0,34m \quad e_1 : \text{L'excentricité du premier ordre.}$$

$e_1 > e_0$ Donc la section est partiellement comprimée.

$$\lambda_{\max} = \text{Max} \left[(50; \min(100; \frac{e_1}{a})) \right]$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max} \left[(50; \min(100; \frac{0,34}{0,1})) \right]$$

$$\lambda_{\max} = 50$$

On a $\lambda = 41,57 \leq \lambda_{\max} = 50$ donc : pas de risque de flambement.

III.1.3.Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,62} = 0,34m$$

$$e_a = \max \left[2cm; \frac{l}{250} \right] \quad l = 60m$$

$$e_a = \max \left[2cm; \frac{60}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0,02m$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M} = 0$$

Car : G ne crée aucun moment.

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(120)^2 \times (2)}{10^4 \cdot 10} = 0,864 \text{ cm} = 0,009 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,34 + 0,02 + 0,009 = 0,37 \text{ m}$$

$$N_u = 2,62 \text{ kN}$$

$$M_u = N_u \cdot e = 2,62 \times 0,37 = 0,97 \text{ kN.m}$$

III.1.4. Ferrailage

E.L.U.R

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $FeE400$; $d = 9 \text{ cm}$

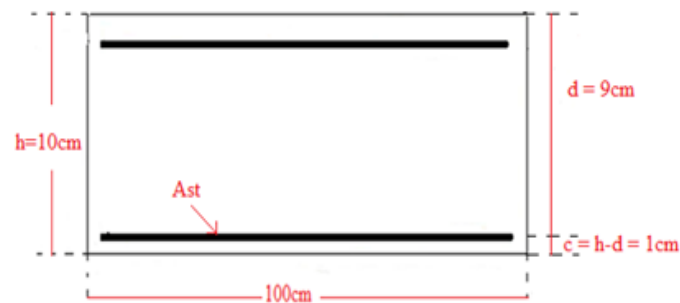


Figure III.1 : Dimensions de la section dangereuse.

$$d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$$

$$c = 0,1 - 0,09 = 0,01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

c : c'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

$$\sigma_b = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,97 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,01) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_u}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,97 \times 10^3}{0,0896} - 2,62 \right) = 0,31 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} ; e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,97} = 0,30m$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{0,30 - 0,45 \times 0,09}{0,30 - 0,185 \times 0,09} = 1cm^2 / ml$$

$$A_{smin} = 0,25\% . b . h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 cm^2$$

$$A_s = \max[0,31; 1; 2,5] = 2,5cm^2$$

$$\text{Donc } A_s = 5\emptyset 8 = 2,51cm^2$$

-Vérifications :

E.L.S :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y < 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_{st} ; \quad \eta = 15$$

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

$$y = 2,25cm$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n[(A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2)] = 2095,12cm^4$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e_{ser} - c + \frac{h}{2})$$

$$M_{ser} = 1,94 \times (0,30 - 0,01 + \frac{0,1}{2}) = 0,66KN.m$$

$$\sigma_b = \frac{0,66 \times 10^5}{2095,12} \times 2,25 = 0,71MPa < 0,6f_{c28} = 15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{0,66 \times 10^5}{2095,12} (9 - 2,25) = 31,90MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta . f_{tj}} \right] ; \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] = 201,63MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifiée}$$

-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63cm^2$$

On choisit : $A_r = 4T8$ de section $2,01 cm^2$.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant

-fissuration préjudiciable ou très préjudiciables :

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min [2,5; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant pour le cas statique.

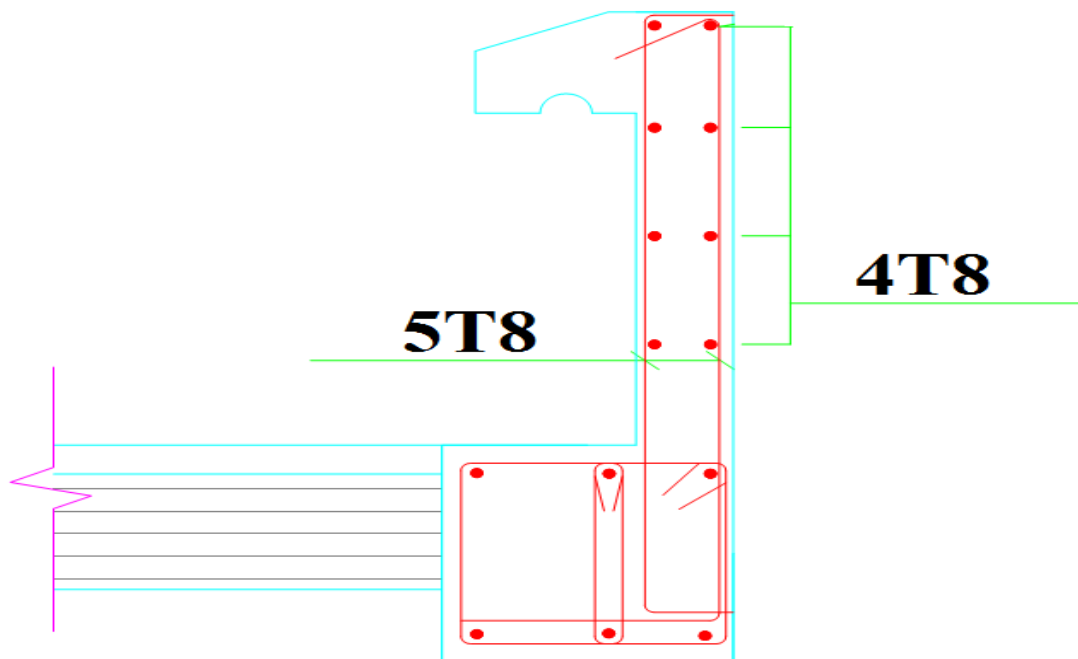


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Les escaliers

III. 2.1. Evaluation des charges et des surcharges

III. 2.1.1. Combinaison d'actions

Tableau III.1 : Combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées.

	Paillasse (kN/m ²)	Palier (kN/m ²)
ELUR	14,44	10,65
ELS	10,42	7,61

III. 2.1.2. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximales qu'il faut prendre en compte pour dimensionner cet escalier (en travée et en appuis).

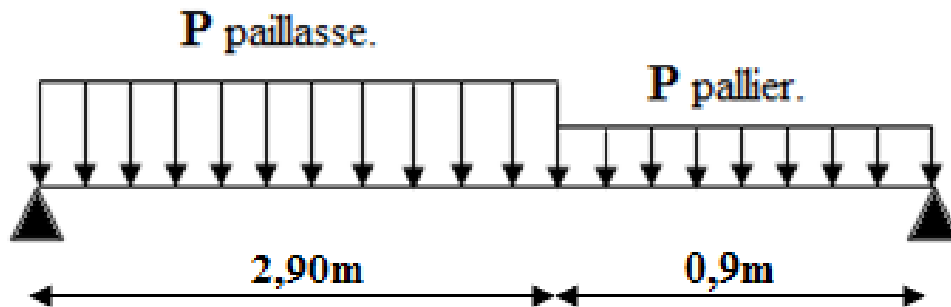


Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées.

E.L.U.R

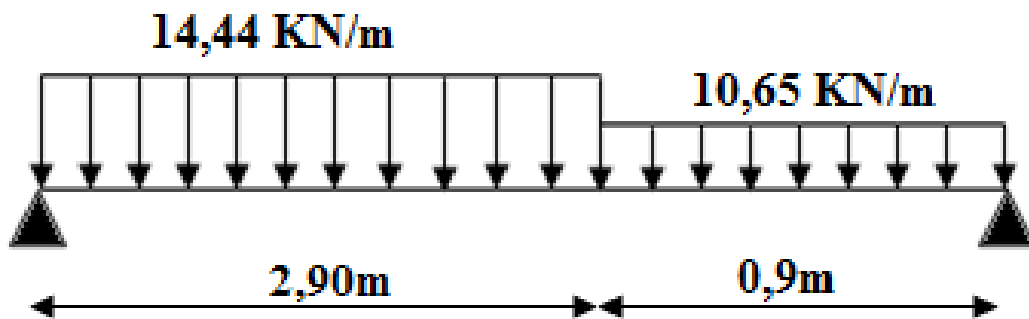
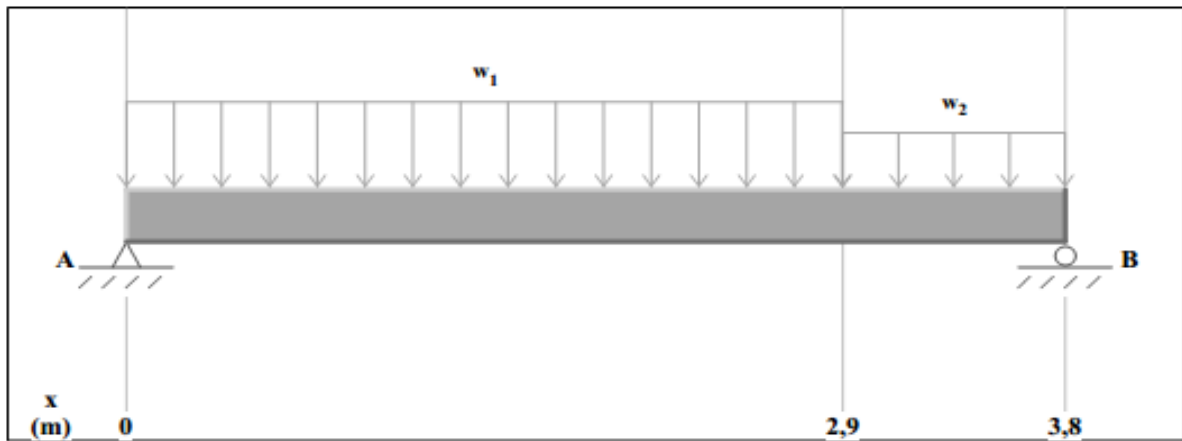


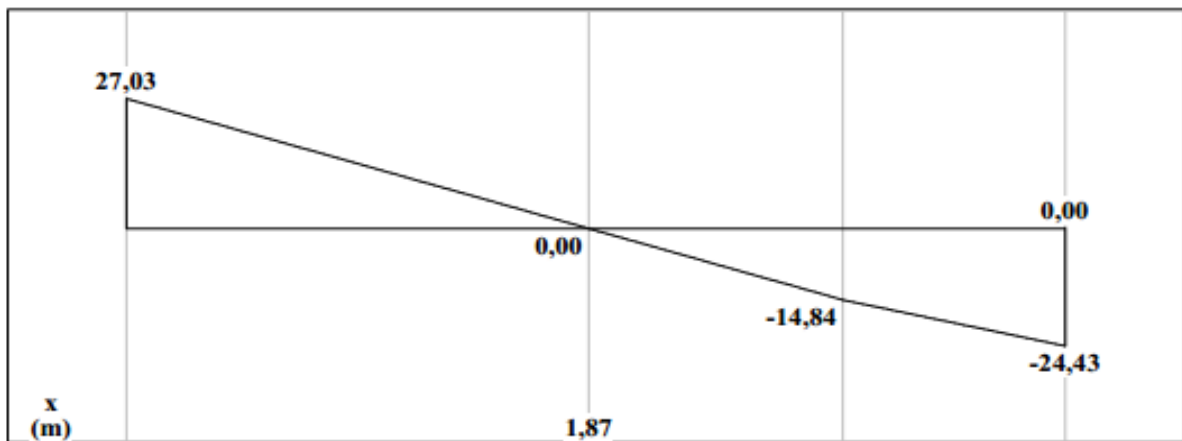
Figure III.4 : Charge de paillasse et charge de palier à E.L.U.R.



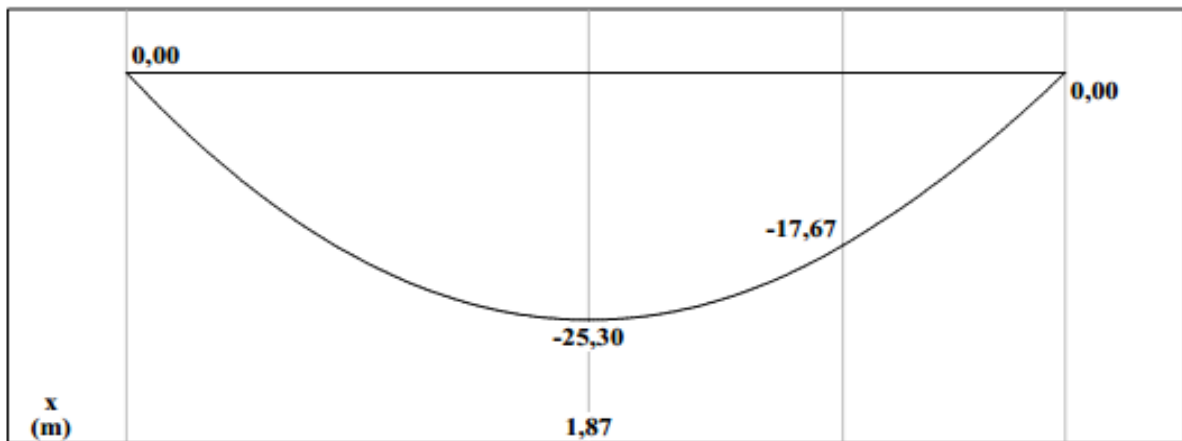
Load Diagram

$w_1 = 14,44 \text{ kN/m (down)}$
 $w_2 = 10,65 \text{ kN/m (down)}$

$A_y = 27,03 \text{ kN (up)}$
 $B_y = 24,43 \text{ kN (up)}$



Shear Diagram (kN)



Moment Diagram (kN-m)

Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELUR

$$M_0 = 25,30 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 21,51 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 7,60 \text{ kN.m}$$

E.L.S

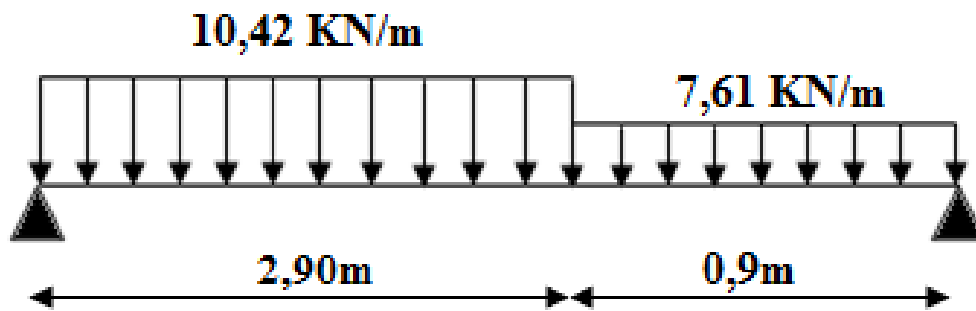
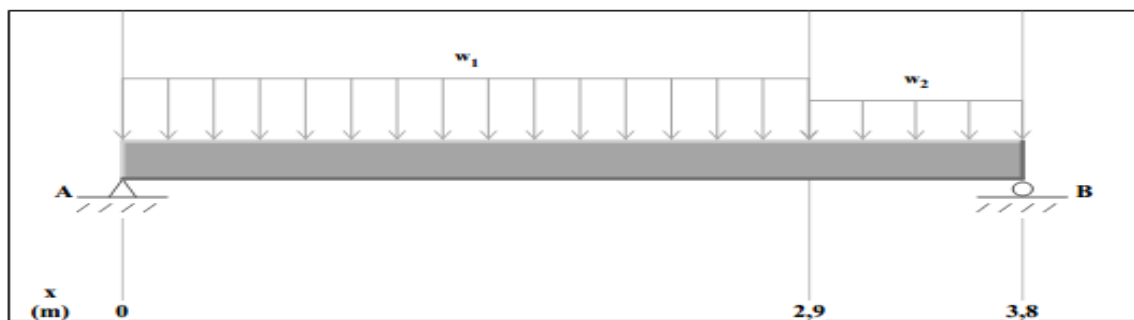


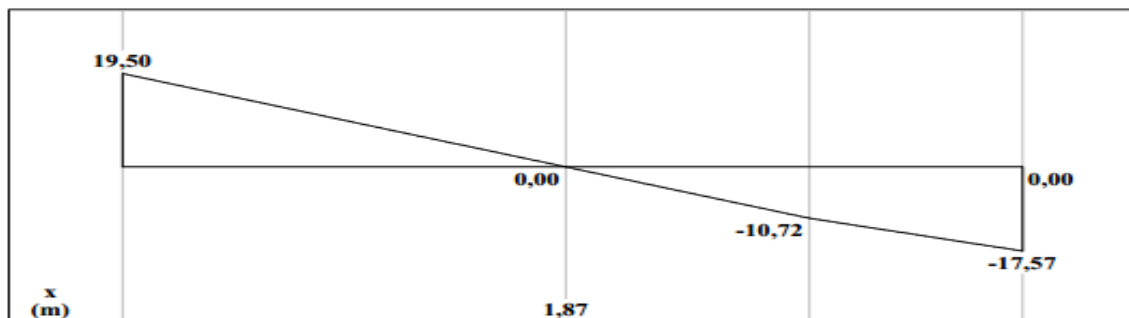
Figure III.6 : Charge de paille et charge de palier à E.L.S.



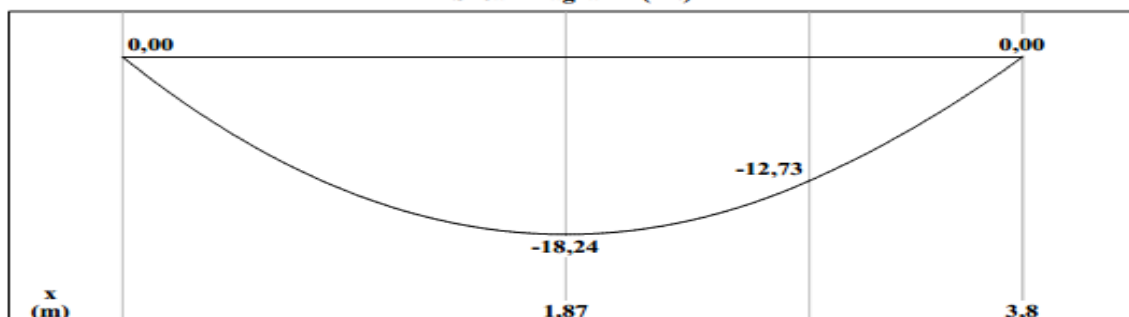
$w_1 = 10,42 \text{ kN/m (down)}$
 $w_2 = 7,61 \text{ kN/m (down)}$

Load Diagram

$A_y = 19,50 \text{ kN (up)}$
 $B_y = 17,57 \text{ kN (up)}$



Shear Diagram (kN)



Moment Diagram (kN-m)

Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS.

$$M_0 = 18,24 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 15,50 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 5,48 \text{ kN.m}$$

Tableau III.2 : Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.

	En appui		En travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sous la Combinaison				
Moment fléchissant [kN.m]	7,60	5,48	21,51	15,50
Effort tranchant [kN]	27,03	19,50	/	/

III. 2.2.Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple. L'escalier travail comme une poutre d'une section $b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d=9\text{cm}$; $c=h-d=1\text{cm}$

E.L.U.R

- En travée

$$M_t = 21,51 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21,51 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,187$$

$$\mu = 0,187 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,90$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21,51 \times 10^6}{348 \times 0,90 \times 90} = 763,09 \text{ mm}^2 = 7,63 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_c} ;$$

$$A_{st} \geq 1,087 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}; A_{st}) = 7,63\text{cm}^2$

Soit : $A_a = 5\text{T14} = 7,70\text{cm}^2$

-Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$

-Armatures de repartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92\text{cm}^2$$

On prend : $A_r = 4\text{T8} = 2,01\text{cm}^2$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $e = 33\text{cm}$

▪ **Sur appui**

$$M_a = 7,60\text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7,60 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,97$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,60 \times 10^6}{348 \times 0,97 \times 90} = 250,16\text{mm}^2 = 2,50\text{cm}^2$$

-Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{s\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,087\text{cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}; A_{st}) = 2,50\text{cm}^2$

Soit : $A_a = 5\text{T8} = 2,51\text{cm}^2$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$

-Armatures de repartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63\text{cm}^2$$

On prend : $A_r = 4\text{T}8 = 1,13\text{cm}^2$

-Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $e=25\text{cm}$

III. 2.3.Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{27,03 \times 10^3}{90 \times 1000} = 0,30\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,30\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée

-Armatures transversales

$$\tau = 0,30\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

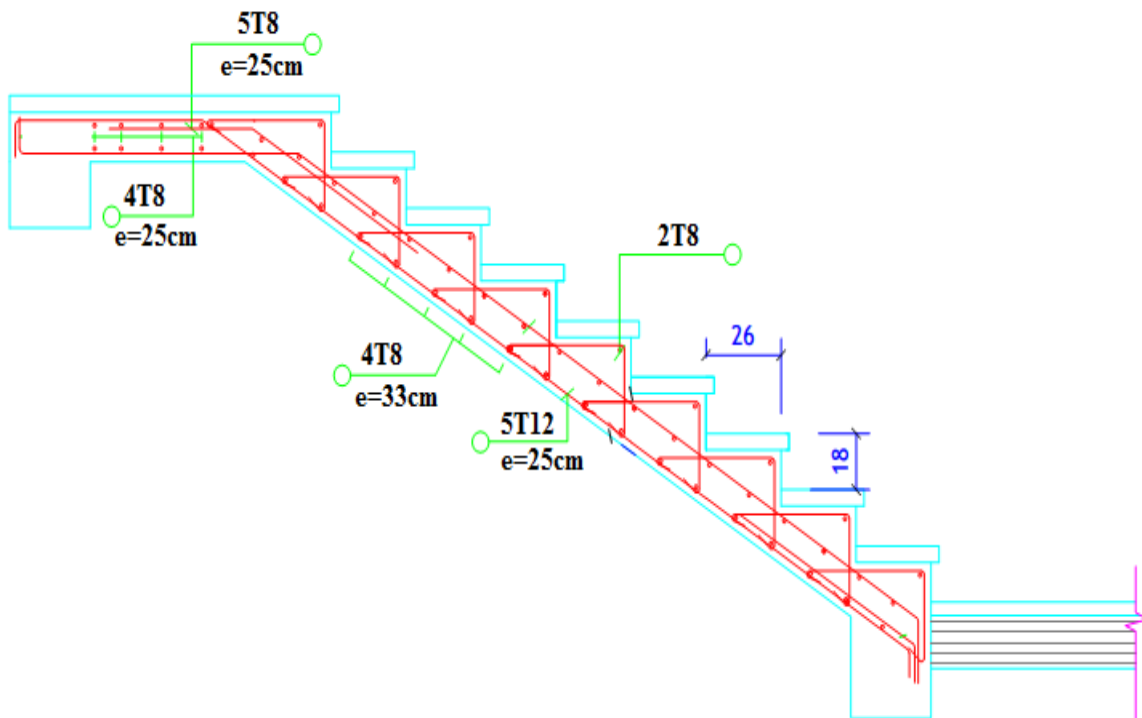


Figure III.8 : Ferrailage de l'escalier.

III. 2.4. Vérification des contraintes

➤ En travée

Tableau III.3 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en travée.

Moment (E.L.S)	M_{st}	15,50N.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2.D.d = 20,88\text{cm}^2$ $Y = 3,55\text{cm}$	3,55cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 3,55^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (9 - 3,55)^2 = 4921,93\text{cm}^4$	4921,93cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{15,50 \times 10^3}{4921,93} = 3,15\text{MPa/cm}$	3,15MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 11,18\text{MPa}$	11,18MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 257,51\text{MPa}$	257,51MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	11,18MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$	257,51MPa < 400MPa

➤ En appuis

Tableau III.4 : Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.

Moment (E.L.S)	M_{sa}	5,48kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,51}{100} = 0,38 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 6,84 \text{ cm}^2$ $Y = 2,26 \text{ cm}$	Y=2,26cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d-Y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,26^3}{3} + 15 \times 2,51 \times (9 - 2,26)^2 = 2095,12 \text{ cm}^4$	2095,12cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{5,48 \times 10^3}{2095,12} = 2,62 \text{ MPa/cm}$	2,62MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 5,92 \text{ MPa}$	5,92MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-Y) = 264,88 \text{ MPa}$	264,88MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	5,92MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	264,88MPa < 400MPa

III.3. Etude de la poutre palière

III.3.1. Combinaisons de charges

E.L.U.R

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q + R_1 = 1,35 \times (2,63 + 8,65) + 1,5 \times 2,5 + 27,03 = 46 \text{ kN/ml}$$

Les moments

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = 51,75 \text{ kN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 44 \text{ kN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0,3M_0 = 15,53 \text{ kN.m}$

Charge permanente :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/ml}$

Poids du mur et palier console : $8,65 \text{ kN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R_2 = 19,50 \text{ kN/ml}$

-**Surcharge d'exploitation** : $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$

E.L.S

$$Q_s = G + Q + R_2 = (2,63 + 8,65) + 2,5 + 19,50 = 33,28 \text{ kN / ml}$$

Les moments

-Le moment isostatique : $M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = 37,44 \text{ kN.m}$

-Le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 31,82 \text{ kN.m}$

-Le moment sur appui : $M_a = 0,3M_0 = 11,23 \text{ kN.m}$

III.3.2. Calcul du ferrailage:

$h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

E.L.U.R

- **En travée**

$$M_t = 44 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{44 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,10$$

$$\mu = 0,10 < \mu_l = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,95$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{44 \times 10^6}{348 \times 0,95 \times 315} = 422,51 \text{ mm}^2 = 4,23 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

-Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11 \text{ mm}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,62}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Sur appui**

$$M_a = 15,53 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15,53 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,98$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,53 \times 10^6}{348 \times 0,98 \times 315} = 144,56 \text{ mm}^2 = 1,45 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11 \text{ mm}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,57 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

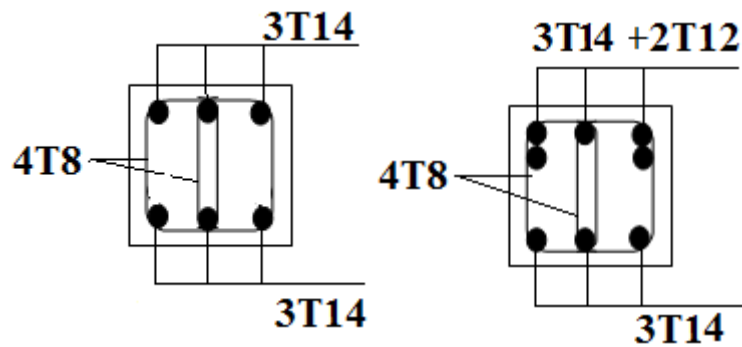
III.3.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{\frac{R}{L}}{d \times b} = \frac{\frac{27,03 \times 10^3}{3}}{315 \times 300} = 0,19 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$



En travée Sur appui

Figure III.9 : Ferrailage poutre palière.

III.4. Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastée d'une seule extrémité.

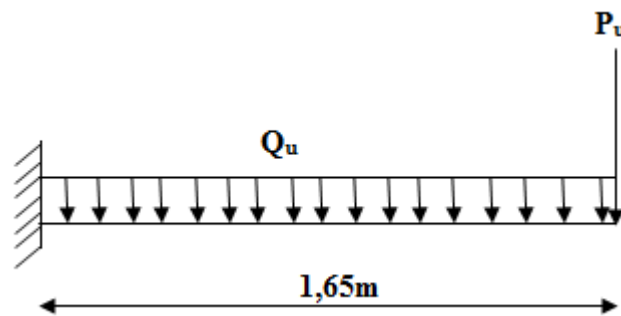


Figure III.10 : Schéma statique de balcon.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

On a : $Lx = 1.65m$; $Ly = 3.80m$

Et on a : $\frac{Lx}{Ly} = 0,43$

L'épaisseur : $\frac{Ly}{35} \leq e \leq \frac{Ly}{30} \Rightarrow 11 \leq e \leq 12.67$

On prend : $e = h = 15 \text{ cm}$.

D'après le B.A.E.L 91 :

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

$$h \geq \frac{L}{16} = 10,312 \text{ cm}$$

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

III.4.1 Evaluation des charges

A. Balcon Etage courant

Tableau III.5: Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon de l'étage courant.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Morté de pose	2	20	0,4
3	Dalle pleine en B.A	15	25	3,75
4	Lit de sable	3	18	0,54
5	Enduit en ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale			G=5,45 kN/m²	
Charge d'exploitation			Q=3,5 kN/m²	

B. Garde corps de balcon

Tableau III.6: Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde corps de balcon.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Enduit de ciment extérieur	2	18	0,36
2	Brique creuse	10	/	0,9
3	Enduit de ciment intérieur	2	18	0,36
Charge permanente totale			G=1,62 kN/m²	
Charge d'exploitation			Q=3,5 kN/m²	

III.4.2.Sollicitation de calcul

E.L.U.R :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 3,5 = 12,61 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ kN/ml}$$

E.L.S:

$$Q_s = G + Q = 5,45 + 3,5 = 8,95 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G = 1,62 \text{ kN/ml}$$

III.4.3.Calcul des moments

E.L.U.R :

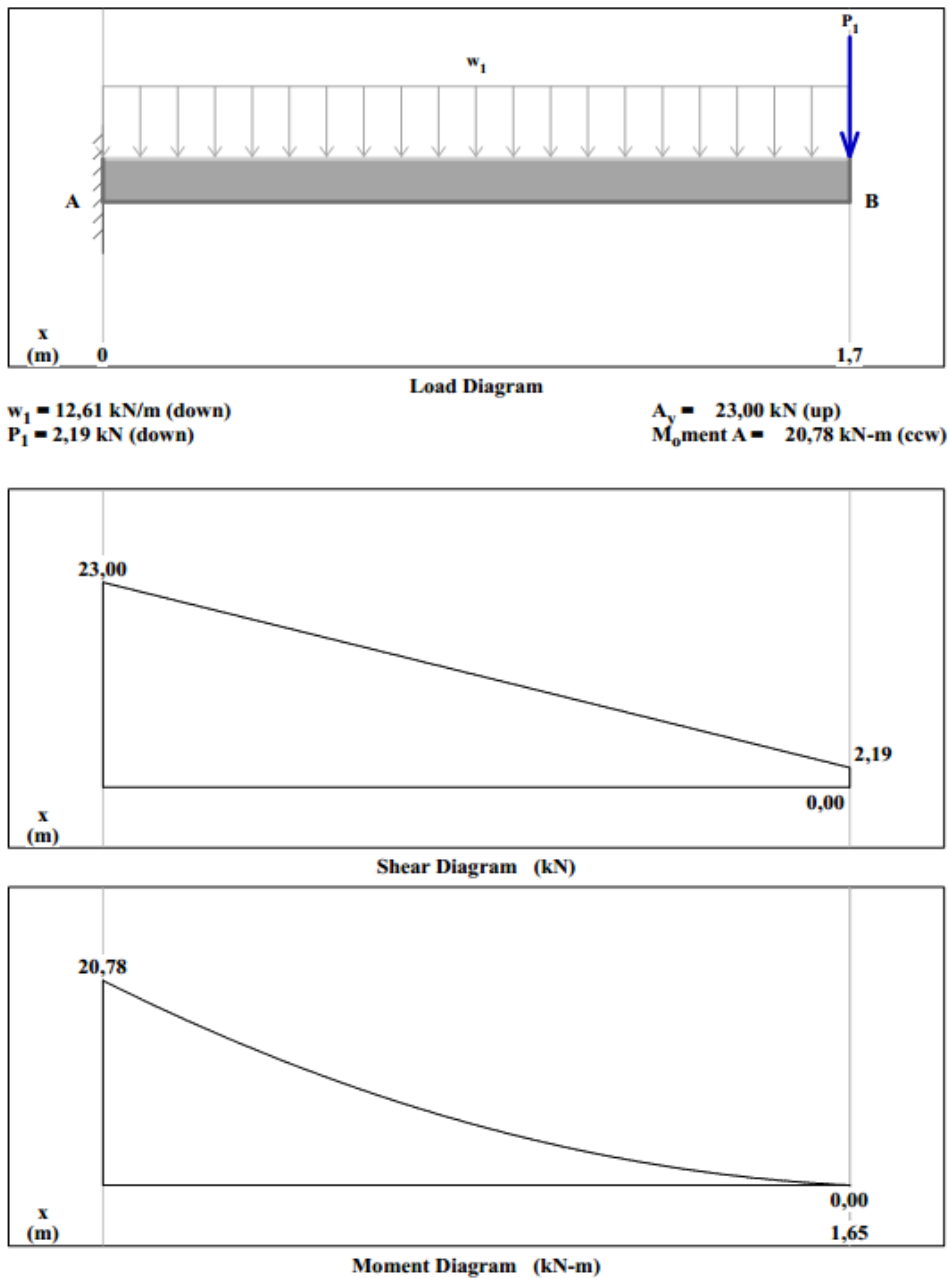
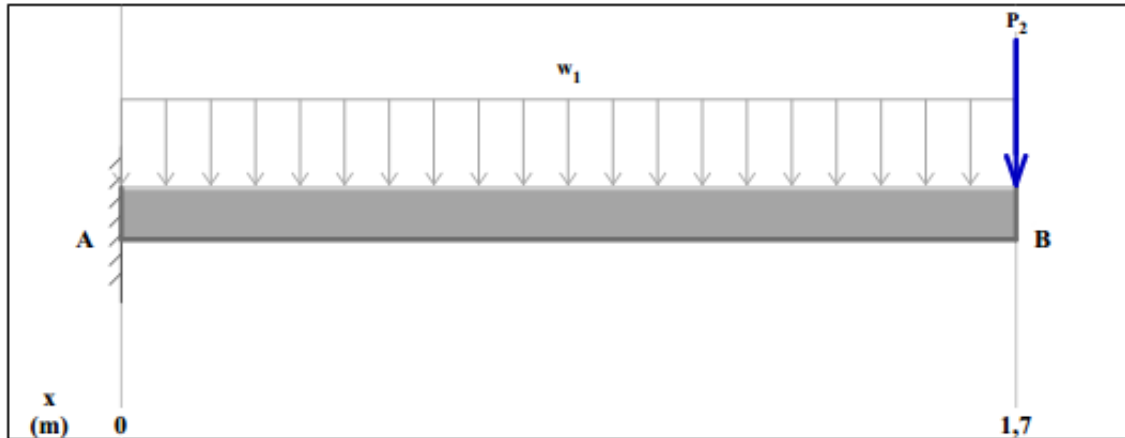


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELUR

$M_u = 20,78 \text{ kN.m}$

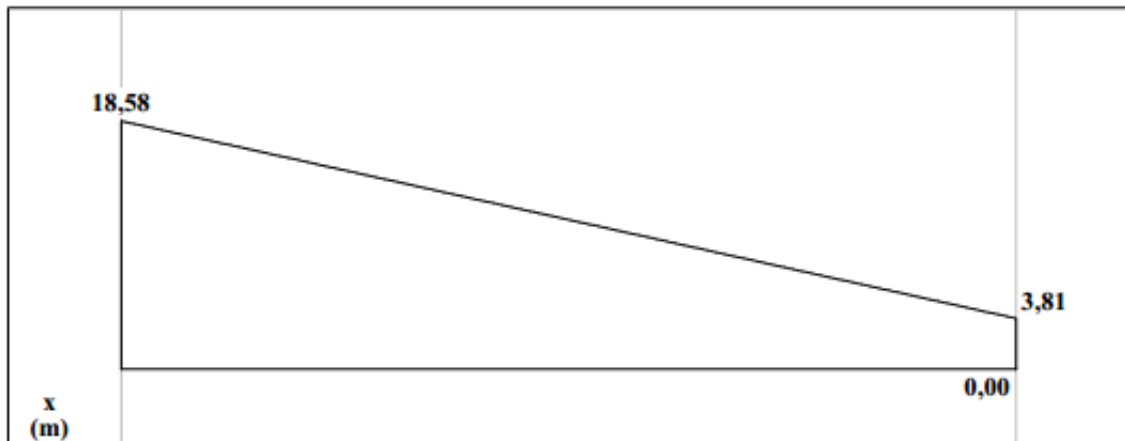
E.L.S



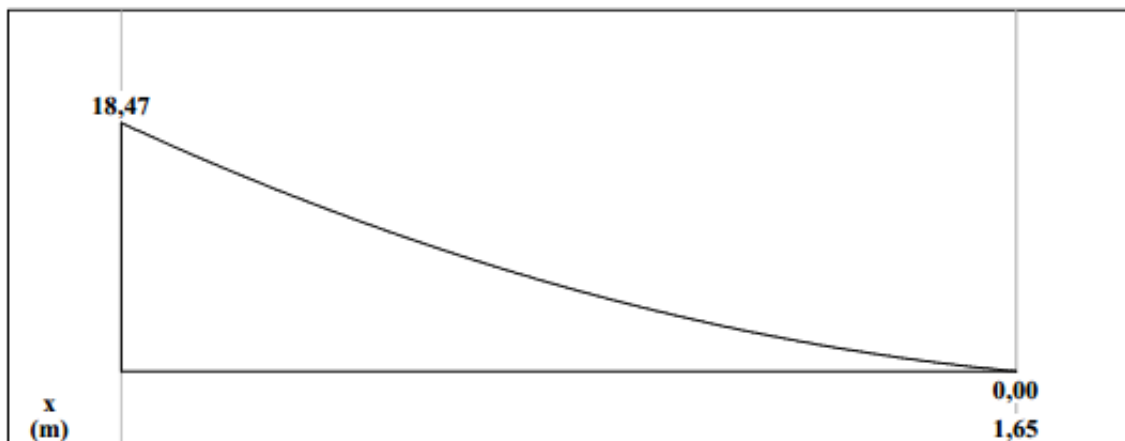
Load Diagram

$P_1 = 2,19 \text{ kN (down)}$
 $w_1 = 8,95 \text{ kN/m (down)}$
 $P_2 = 1,62 \text{ kN (down)}$

$A_y = 18,58 \text{ kN (up)}$
 $M_{\text{oment A}} = 18,47 \text{ kN-m (ccw)}$



Shear Diagram (kN)



Moment Diagram (kN-m)

Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a ELS

$M_s = 18,47 \text{ kN.m}$

III.4.4. Calcul le ferrailage

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{ cm}$; $d=0,9\times h=9\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$;

$f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_b=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

E.L.U.R

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20,78 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,18$$

$$\mu = 0,18 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,90$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20,78 \times 10^6}{348 \times 0,90 \times 90} = 737,19 \text{ mm}^2 = 7,37 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67 \text{ mm}^2 = 1,0867 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,0867 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 7,37 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$

-Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$

-Armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

-Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $e = 33\text{cm}$

III.4.5. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = Q_u \cdot L = 12,61 \times 1,65 = 20,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{20,81 \times 10^3}{90 \times 1000} = 0,23 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,23\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

-Armatures transversales

$$\tau = 0,23\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

E.L.S**Tableau III.7 : Vérification à l'E.L.S de balcon.**

Moment (E.L.S)	M_s	18,47kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,70}{100} = 1,16\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 20,88\text{cm}^2$ $Y = 3,55\text{cm}$	3,55cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d-Y)^2$ $I = \frac{100 \times 3,55^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (9-3,55)^2 = 4921,93\text{cm}^4$	4921,93cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{18,41 \times 10^3}{4921,93} = 3,75 \text{ MPa/cm}$	3,75 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 13,31\text{MPa}$	13,31MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 306,56\text{MPa}$	306,56MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	13,31MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$	306,56MPa < 400MPa

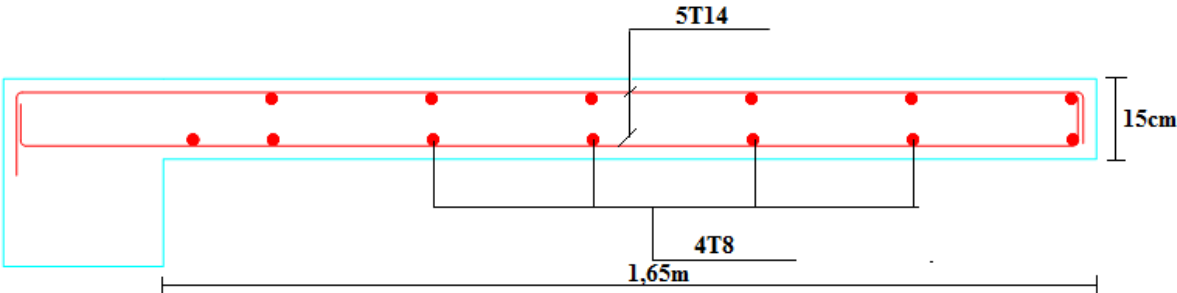


Figure III.13 : Ferrailage de balcon.

Chapitre IV

Etude des planchers

Introduction

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

IV.1. Calcul des plancher

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

➤ Dalle à corps creux

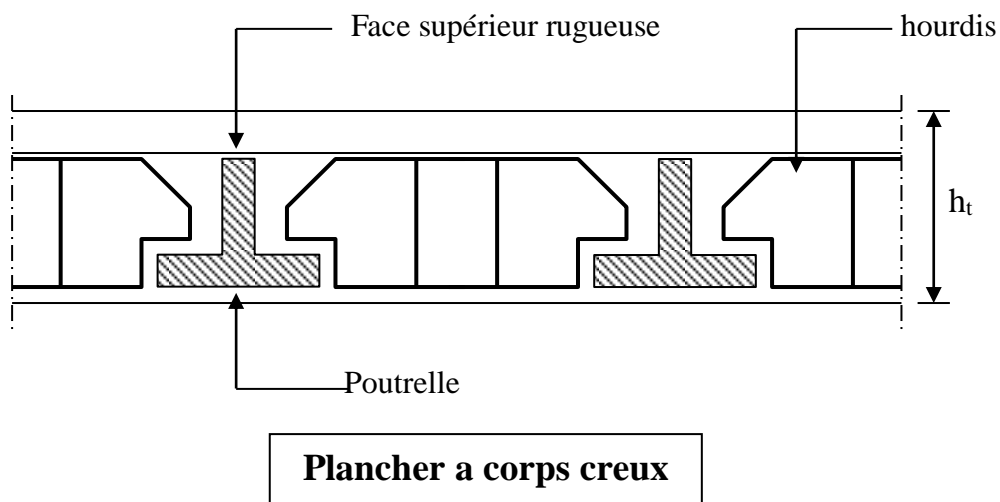


Figure IV.1 : Plancher a corps creux

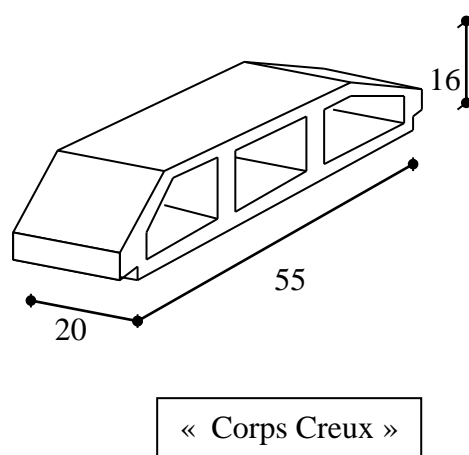


Figure IV.2 : Corps Creux

Tableau IV.1 : Combinaison des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	Q _u =b (1,35G+1,5Q)	Q _s =b (G+Q)
Terrasse	5,89	1	0,65	6,14	4,48
Etage courant	5,24	1,5	0,65	6,06	4,38

IV.1.1. Les poutrelles :

➤ Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

A) Méthode Forfaitaire:(Art/B.6.2.21 BAEL 91)

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire.cette méthode n'est applicable que si les "04"conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 .$$

- ✓ Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

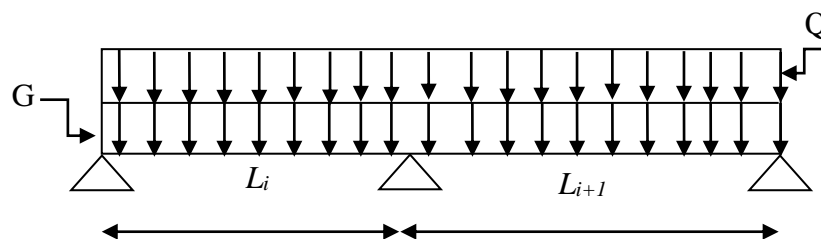


Figure IV.3: Schéma d'une poutre continue.

✓ **Principe de la méthode**

1. Valeurs des moments

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie et soit α le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

• **En travées**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

$$\Rightarrow M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$$

$$\Rightarrow M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2 \dots \dots \dots \text{cas d'une travée intermédiaire}$$

$$\Rightarrow M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 \dots \dots \dots \text{cas d'une travée de rive}$$

• **En appuis**

1. **Moment en appuis intermédiaires**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\Rightarrow 0.6M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.}$$

$$\Rightarrow 0.5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.}$$

$$\Rightarrow 0.4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.}$$

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de

$$\text{L'appui considéré : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_e : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_w : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l : portée de la travée.

2. Moment en appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictive égale à

$(-0.2M_0)$.

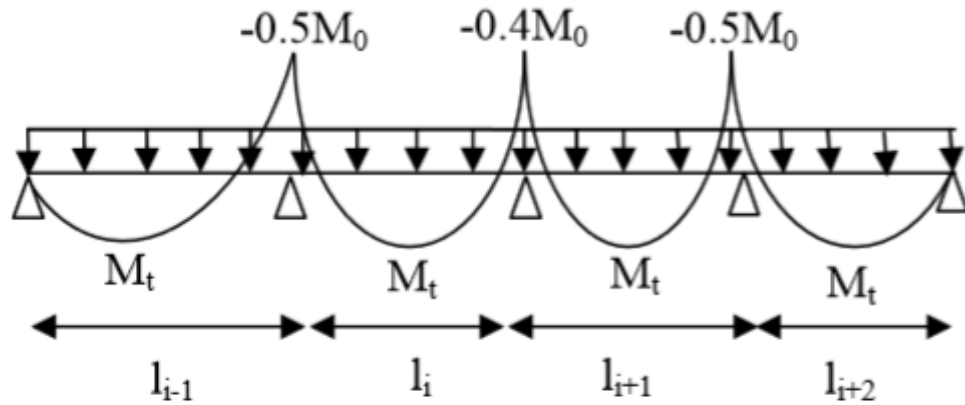


Figure IV.4: Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

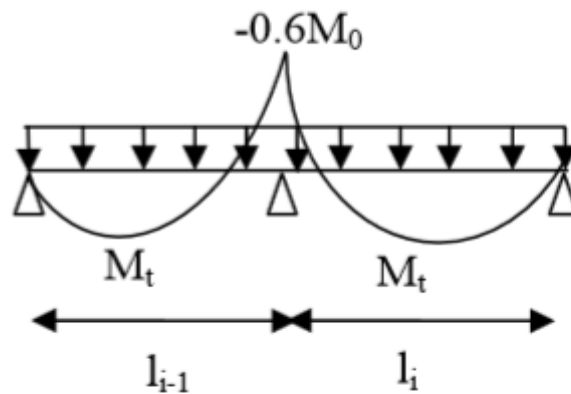


Figure IV.5: Moments d'une poutre à 2 travées.

2. Efforts tranchants

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{Ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{Ql}{2} \end{cases}$$

B) Méthode de Caquot : (art/B.6.2.221 BAEL 91):

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles.

✓ Principe de la méthode :

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant cet appui c'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affecté de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affecté de l'indice "e". Les charges uniformément réparties : "P_w" sur la travée gauche. "P_e" sur la travée droite.

1. Valeurs des moments

➤ **Moment sur appui**

Est calculé par la formule suivante:

$$M_i = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

Avec :

Pour travée de rive $\begin{cases} L_w' = L_w \\ L_e' = L_e \end{cases}$

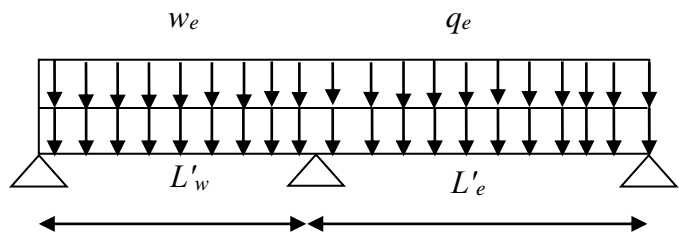


Figure IV.6 : Schéma d'une poutre continue.

Pour travée intermédiaire $\begin{cases} L_w' = 0,8 L_w \\ L_e' = 0,8 L_e \end{cases}$

➤ **Moment sur travée**

Il est calculé par la formule suivante:

$$\begin{cases} M_t = \frac{P \times X_t^2}{8} + M_w \\ X_t = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \end{cases}$$

X_t : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

2. Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w - qL \end{cases}$$

C) Méthode de trois moments (Méthode RDM)

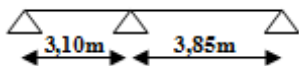
On applique cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration), dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments, elle est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = \frac{6S_{i-1}}{l_i} - \frac{6S_{i+1}}{l_{i+1}}$$

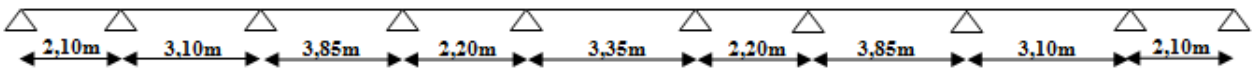
IV.1.2. Les différents types de poutrelles

❖ Plancher étage courant

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :

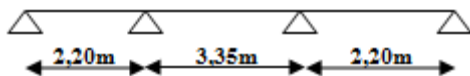
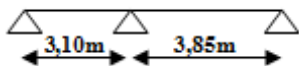


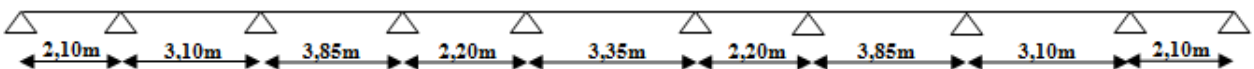
Figure IV.7 : Les types des poutrelles de plancher étage courant.

❖ Plancher terrasse

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Figure IV.8 : Les types des poutrelles de plancher terrasse.

IV.1.3.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

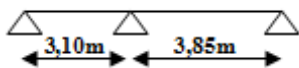
Tableau IV.2 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Niveau de plancher	Types de Poutrelles	Conditions D'application de la Méthode forfaitaire	Cause
Plancher étage courant	Type 01	Vérifiées	$Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$. I : constant Fissuration peu préjudiciable
	Type 02, 03 et 04	Non Vérifiées	$\frac{l_i}{l_{i+1}} < 0.8$ ou $\frac{l_i}{l_{i+1}} > 1.25$
Plancher terrasse	Type 01, 02 et 03	Non Vérifiées	$\frac{l_i}{l_{i+1}} < 0.8$ ou $\frac{l_i}{l_{i+1}} > 1.25$ Fissuration très préjudiciable

IV.1.4.Evaluation des charges (charge sollicitée sur les poutrelles)

IV.1.4.1.Plancher d'étage courant

Type 01:



D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ».

Charge permanente : $G = 5,24 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{1,5 + 5,24} = 0,22$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,22) = 1,07$$

$$\frac{(1+0,3\alpha)}{2} = \frac{(1+0,3 \times 0,22)}{2} = 0,54$$

$$\frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} = \frac{(1,2+0,3 \times 0,22)}{2} = 0,63$$

1. Calcul à l'état limite ultime

$$Q_u = 6,06 \text{ KN/ml}$$

➤ Les moments isostatiques

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,06 \times (3,10)^2}{8} = 7,28 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,06 \times (3,85)^2}{8} = 11,23 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments sur appuis

$$M_a^A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 7,28 = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_a^B = 0,6 \times \max\{M_0^{AB}; M_0^{BC}\} = 0,6 \times 11,23 = 6,74 \text{ KN.m}$$

$$M_a^C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 11,23 = 2,25 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travée

Travée (AB): travée de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max(1,05M_0^{AB}; (1+0,3\alpha)M_0^{AB}) - \frac{M_A + M_B}{2} = 4,25 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = \max \\ M_t^{AB} \geq \max\left(\frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}\right)M_0^{AB} = 4,59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 4,59 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) : travée de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max(1,05M_0^{BC}; (1+0,3\alpha)M_0^{BC}) - \frac{M_B + M_C}{2} = 7,53 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} = \max \\ M_t^{BC} \geq \max\left(\frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}\right)M_0^{BC} = 7,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} = 7,53 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchant**

$$T_w^{AB} = \frac{M_A - M_B}{L} + \frac{Q_u L}{2} = \frac{1,46 - 6,74}{3,10} + \frac{6,06 \times 3,10}{2} = 7,69 \text{ KN}$$

$$T_e^{AB} = \frac{M_A - M_B}{L} - \frac{Q_u L}{2} = \frac{1,46 - 6,74}{3,10} - \frac{6,06 \times 3,10}{2} = -11,10 \text{ KN}$$

$$T_w^{BC} = \frac{M_B - M_C}{L} + \frac{Q_u L}{2} = \frac{6,74 - 2,25}{3,85} + \frac{6,06 \times 3,85}{2} = 12,83 \text{ KN}$$

$$T_e^{BC} = \frac{M_B - M_C}{L} - \frac{Q_u L}{2} = \frac{6,74 - 2,25}{3,85} - \frac{6,06 \times 3,85}{2} = -10,50 \text{ KN}$$

2. Calcul à l'état limite de service

$$Q_s = 4,38 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moments isostatiques**

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,38 \times (3,10)^2}{8} = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,38 \times (3,85)^2}{8} = 8,12 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis**

$$M_a^A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 5,26 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_a^B = 0,6 \times \max \{ M_0^{AB}; M_0^{BC} \} = 0,6 \times 8,12 = 4,87 \text{ KN.m}$$

$$M_a^C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 8,12 = 1,62 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments en travée**

Travée (AB): travée de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max \left(1,05 M_0^{AB}; (1 + 0,3\alpha) M_0^{AB} \right) - \frac{M_A + M_B}{2} = 2,67 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = \text{Max} \\ M_t^{AB} \geq \max \left(\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \right) M_0^{AB} = 3,31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 3,31 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) : travée de rive

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \text{Max}(1,05M_0^{BC}; (1+0,3\alpha)M_0^{BC}) - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,44 \text{KN.m} \\ M_t^{BC} = \text{Max} \\ M_t^{BC} \geq \text{Max}\left(\frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}\right)M_0^{BC} = 5,12 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} = 5,44 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchant**

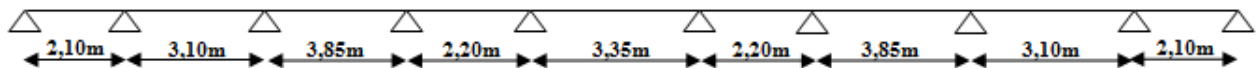
$$T_w^{AB} = \frac{M_A - M_B}{L} + \frac{Q_u L}{2} = \frac{1,05 - 4,87}{3,10} + \frac{4,38 \times 3,10}{2} = 5,56 \text{KN}$$

$$T_e^{AB} = \frac{M_A - M_B}{L} - \frac{Q_u L}{2} = \frac{1,05 - 4,87}{3,10} - \frac{4,38 \times 3,10}{2} = -8,02 \text{KN}$$

$$T_w^{BC} = \frac{M_B - M_C}{L} + \frac{Q_u L}{2} = \frac{4,87 - 1,62}{3,85} + \frac{4,38 \times 3,85}{2} = 9,28 \text{KN}$$

$$T_e^{BC} = \frac{M_B - M_C}{L} - \frac{Q_u L}{2} = \frac{4,87 - 1,62}{3,85} - \frac{4,38 \times 3,85}{2} = -7,59 \text{KN}$$

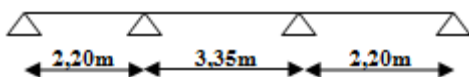
Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



On va utiliser le logiciel de calcul de poutres continues RDM 6 pour les types 02,03 et 04. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Les sollicitations pour Plancher d'étage courant.

Type		Sollicitation	Valeur max
Type 02	E	Moment D'appui [kN.m]	7,21
	L	Moment En travée [kN.m]	4,94
	U	Effort Tranchant D'appui [kN]	12,13
	E	Moment D'appui [kN.m]	5,21
	L	Moment En travée [kN.m]	3,57
	S	Effort Tranchant D'appui [kN]	8,77
Type 03	E	Moment D'appui [kN.m]	7,00
	L	Moment En travée [kN.m]	4,67
	U	Effort Tranchant D'appui [kN]	11,90
	E	Moment D'appui [kN.m]	5,06
	L	Moment En travée [kN.m]	3,38
	S	Effort Tranchant D'appui [kN]	8,60
Type 04	E	Moment D'appui [kN.m]	4,95
	L	Moment En travée [kN.m]	3,55
	U	Effort Tranchant D'appui [kN]	10,15
	E	Moment D'appui [kN.m]	3,58
	L	Moment En travée [kN.m]	2,57
	S	Effort Tranchant D'appui [kN]	7,34

IV.1.4.2. Plancher terrasse inaccessible

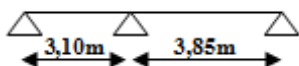
On propose pour le calcul des moments la méthode des trois moments dite méthode RDM

Charge permanente : $G = 5,89 \text{ KN/m}^2$

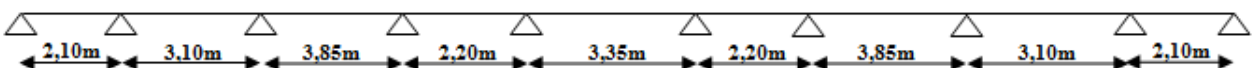
Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

-Types des poutrelles

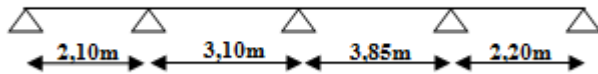
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot a_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots 1$$

En isolant deux travées adjacentes :

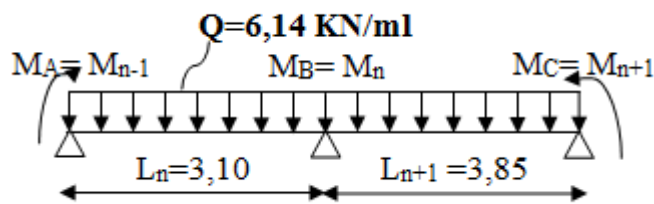


Figure IV.9 :Deux travées adjacentes.

Partie AB:

$$M_0^{AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,14 \times 3,10^2}{8} = 7,38 \text{KN.m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n h = \frac{2}{3} \times 3,10 \times 7,38 = 15,25$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = 1,55 \text{m}$$

Partie BC:

$$M_0^{BC} = \frac{q_u l_{n+1}^2}{8} = \frac{6,14 \times 3,85^2}{8} = 11,38 \text{KN.m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} h_{n+1} = \frac{2}{3} \times 3,85 \times 11,38 = 29,21$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = 1,93 \text{m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,10 M_A + 2M_B (3,10 + 3,85) + 3,85 M_C = -6 \left[\frac{15,25 \times 1,55}{3,10} + \frac{29,21 \times 1,93}{3,85} \right]$$

Avec :

➤ Les moments sur appuis

$$M_A = -0,2M_0^{AB} = -1,48KN.m$$

$$M_C = -0,2M_0^{BC} = -2,28KN.m$$

$$13,90M_B = -120,27$$

$$M_B = -8,65KN.m$$

➤ Les moments en travée

$$M_t^{AB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_0^{AB} = \frac{-1,48 - 8,65}{2} + 7,38 = 2,32KN.m$$

$$M_t^{BC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_0^{BC} = \frac{-8,65 - 2,28}{2} + 11,38 = 5,92KN.m$$

➤ Efforts tranchant

$$T_w^{AB} = 7,20KN$$

$$T_e^{AB} = 11,83KN$$

$$T_w^{BC} = 13,47KN$$

$$T_e^{BC} = -10,16KN$$

Pour le plancher terrasse les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Tableau IV. 4 : Les sollicitations pour plancher terrasse inaccessible.

Type		Sollicitation	Valeur max
Type 01	E	Moment D'appui [kN.m]	8,65
	L	Moment En travée [kN.m]	5,92
	U	Effort Tranchant D'appui [kN]	13,47
	E	Moment D'appui [kN.m]	6,30
	L	Moment En travée [kN.m]	4,48
	S	Effort Tranchant D'appui [kN]	9,43
Type 02	E	Moment D'appui [kN.m]	7,30
	L	Moment En travée [kN.m]	5,00
	U	Effort Tranchant D'appui [kN]	12,30
	E	Moment D'appui [kN.m]	5,33
	L	Moment En travée [kN.m]	3,65
	S	Effort Tranchant D'appui [kN]	8,97

Type 03	E	Moment D'appui [kN.m]	7,09
	L	Moment En travée [kN.m]	4,75
	U	Effort Tranchant D'appui [kN]	12,05
	E	Moment D'appui [kN.m]	5,17
	L	Moment En travée [kN.m]	3,46
	S	Effort Tranchant D'appui [kN]	8,79

Tableau IV.5 : Récapitulatif des efforts internes max.

Plancher	Sollicitation					
Etage Courant	ELU			ELS		
	M _{app} (KN .m)	M _t (KN .m)	T(KN)	M _{app} (KN .m)	M _t (KN .m)	T(KN)
	7,21	4,94	12,13	5,21	3,57	/
Terrasse	ELU			ELS		
	M _{app} (KN .m)	M _t (KN .m)	T(KN)	M _{app} (KN .m)	M _t (KN .m)	T(KN)
	8,65	5,92	13,47	6,30	4,48	/

IV.1.5.Ferrailage des poutrelles

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendra les fibres inférieures, et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

- Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.
- Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

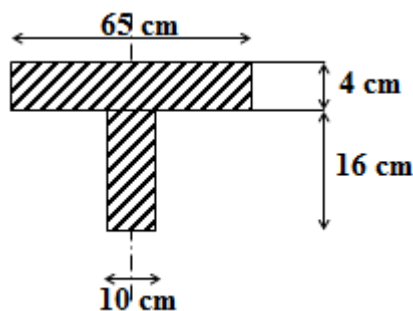


Figure IV.10 : dimension de la poutrelle

Les sollicitations

ELU : $M_{a \max} = 8,65 \text{KN.m}$; $M_{t \max} = 5,92 \text{KN.m}$; $V_{\max} = 13,47 \text{KN}$

ELS : $M_{a \max} = 6,30 \text{KN.m}$; $M_{t \max} = 4,48 \text{KN.m}$

IV.5.1.Ferraillage longitudinal**IV.5.1.1.Ferraillage en travée**

Le moment de résistance de la table :

$$M_{ib} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$b = 65 \text{cm}$; $h = 20 \text{cm}$; $d = 18 \text{cm}$; $\sigma_b = 14,17 \text{MPa}$.

$$M_{ib} = 14,17 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 58,95 \text{KN.m}$$

$M_t < M_{ib} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire)

$M_{t \max} = 5,92 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,92 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,02 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,92 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 0,95 \text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91**

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 650 \cdot 180 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{cm}^2$$

On prend $A = 1,41 \text{cm}^2$

Choix **2T12 = 2,26 cm²**

IV.5.1.2.Ferraillage appuis

➤ **Sur appuis intermédiaires**

$M_{a \max} = 8,65 \text{kN.m}$

$b = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,65 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 10} = 0,19 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,89$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,65 \cdot 10^3}{0,89 \cdot 18 \cdot 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91**

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 120 \cdot 180 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 1,55 \text{ cm}^2$

Choix **2T12 = 2,26 cm²**

➤ **Aux appuis de rive**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de $0,2 M_0$.

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,14 \times 2 \cdot 10^2}{8} = 3,38 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,2 M_0 = 0,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,68 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 10} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,68 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 18 \cdot 348} = 0,11 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91**

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 120 \cdot 180 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 0,26 \text{ cm}^2$

Choix **1T12 = 1,13 cm²**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_{\max} = 13,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,47 \cdot 10^3}{100 \cdot 180} = 0,75 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

(en utilise des étrier perpendiculaire à la ligne moyenne)

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

IV.5.2. Ferrailage transversal (art. A.7.2.2BAEL91)

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10\right\} = 5,71 \text{ mm}$$

on adopte : $2\Phi 6 = 0,57 \text{ mm}$.

IV.5.2.1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9)

S_t : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K \\ S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \cdot b_0} \end{array} \right.$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0,9 \times 400 \times \frac{0,57}{10(0,75 - 0,3 \times 2,1)} = 171 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ mm} \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2

$$A_{t,\min} = 0,003 \times S_t \times b_0$$

$$A_{t,\min} = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 0,45 \text{ cm}^2$$

On prend $2T6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

• **Pour Appuis de rive**

Influence sur le béton, on doit vérifier que

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 180 \times 100 \times \frac{25}{1,5} = 108 \text{ KN}$$

$13,47 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN}$ condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures**

• **Pour un appui intermédiaire**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[13,47 + \frac{8,58}{0,9 \times 18} \right] = 0,20 \text{ cm}^2$$

$2,26 \text{ cm}^2 > 0,14 \text{ cm}^2$ Condition vérifier.

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.5.3. Vérification de liaison de table de compression à la nervure (Art : A.5.1.321 BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\frac{13,47 \times 27,5 \times 10}{0,9 \cdot 65 \cdot 18,4} = 0,88 \text{ MPa} \leq \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

IV.5.4. Vérification à l'état limite de service(ELS)

➤ Sur travée

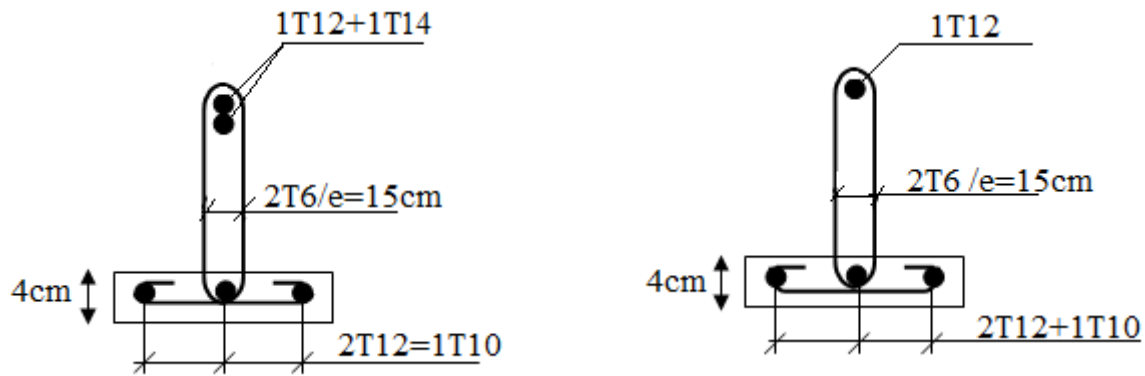
Tableau. IV.6 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle sur travée.

Moment (E.L.S)	M_{st}	4,48kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,26}{65} = 0,52\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 18,72\text{cm}^2$ $Y = 3,84\text{cm}^2$	3,84cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 3,84)^2 = 8023,97\text{cm}^4$	8023,97cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{4,48 \times 10^3}{8023,97} = 0,56 \text{ MPa/cm}$	0,56 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 2,15\text{MPa}$	2,15MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 118,94\text{MPa}$	118,94MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	2,15MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	118,94MPa < 400MPa

➤ En appuis

Tableau. IV.7 : Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis.

Moment (E.L.S)	M_{sa}	6,30kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,26}{65} = 0,52\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 18,72\text{cm}^2$ $Y = 3,84\text{cm}^2$	3,84cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 3,84)^2 = 8023,97\text{cm}^4$	8023,97cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{6,30 \times 10^3}{8023,97} = 0,79 \text{ MPa/cm}$	0,79 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 3,03\text{MPa}$	3,03MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 167,80\text{MPa}$	167,80MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	3,03MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	167,80MPa < 400MPa



Sur appuis

En travée

Figure IV.11: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.

IV.6. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles

IV.6.1.Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_{\text{perpendiculaire}} \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e}$$

$$A_{\text{perpendiculaire}} \geq 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$

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

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

n: nombre des barres

IV.6.2.Espacement pour les armatures parallèles aux nervures

$$A_{\text{parallèle}} = \frac{A_{\text{perpendiculaire}}}{2} = \frac{2,51}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{\parallel} = 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

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

Donc on va adopter pour le ferrailage de la dalle de compression des treillis soudés de maillage $(20 \times 30)\text{cm}^2$ et de nuance FeE400 avec des $\phi 8$.

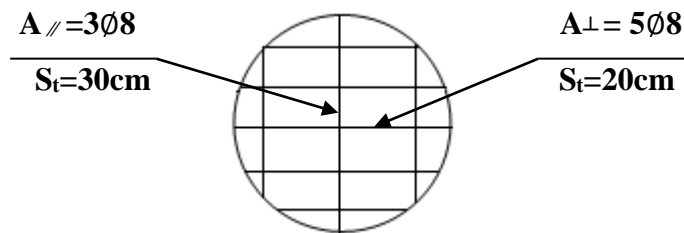


Figure IV.12 : Quadrillage de dimension $(20 \times 30)\text{cm}^2$.

Chapitre V

Etude sismique

Introduction

Le calcul des structures à l'égard de leurs sécurités sismiques est une phase indispensable. Une analyse minutieuse du comportement dynamique de la structure par le biais d'un modèle analytique adéquat, nous permettra de définir avec une bonne exactitude ces caractéristiques dynamiques à savoir les fréquences propres, modes propres ... etc.

Dans ce chapitre, on s'intéressera entre autre, aux différentes vérifications définies par le Règlement Parasismique Algérien, relatives à la période de vibration, à l'effort tranchant à la base et aux déplacements des structures.

V.1. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.1.1. La méthode statique équivalente

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques, choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.1.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites (d'où la méthode statique équivalente n'est pas applicable).

Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par

suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales à 90%.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec}$$

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

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel de calcul « ETABS V9.7.4 ».

V.1.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Principe

Cette méthode est indiquée pour analyser la réponse dynamique de structures soumises à des charges dynamiques prolongées (par exemple, les charges non constantes provoquées par des engins de chantier ou des mouvements sismiques). Pour des précisions mathématiques et les particularités de l'application.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

✓ Conclusion:

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan), cette méthode n'est pas applicable **selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003**, donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.Modélisation de la structure étudiée

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel « **ETABS V9.7.4** », sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 06 niveaux (RDC+05étages) encadrée à sa base, les voiles auront une disposition afin d'assurer un bon comportement de la structure vis-à-vis le séisme.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutre-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type barre-poutre «Frame».
- Les voiles et les dalle sont été modélisés par des éléments coque«Shell».

➤ Poids Total de la structure

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges permanentes.

β : C'est le coefficient de pondération ; $\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation.

-Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99 version 2003 est introduit en termes de périodes, ce fichier est généré par des applications comme RPA 99 version 2003 sous forme de fichier texte.

-Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y, l'axe Y est un axe de symétrie.

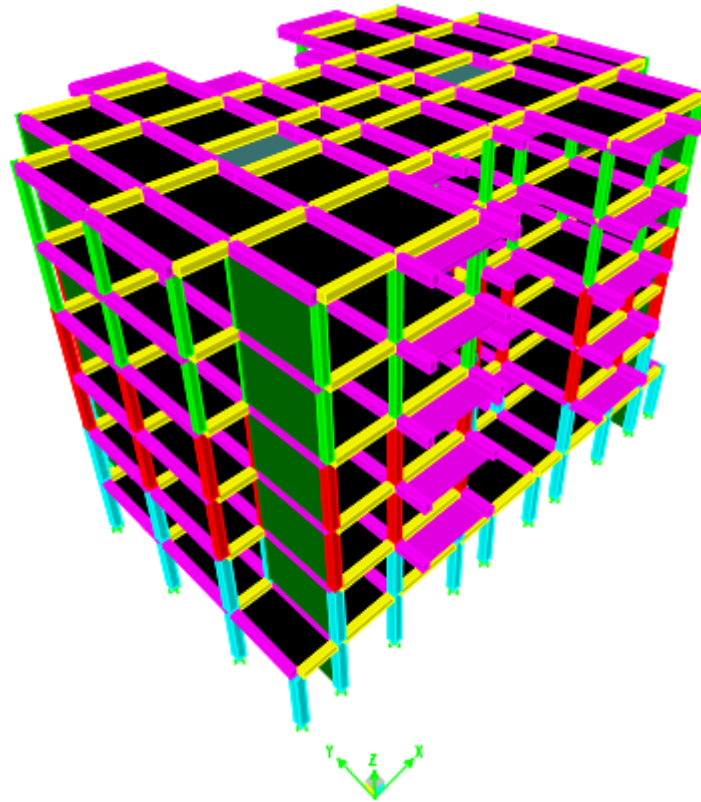


Figure V.1 :Modèle 3D de la structure.

V.3.Disposition des voiles

Le système structurel choisi est les portiques contreventés par des voiles en béton armé (**4b**) selon le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 à savoir:

- ❖ Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

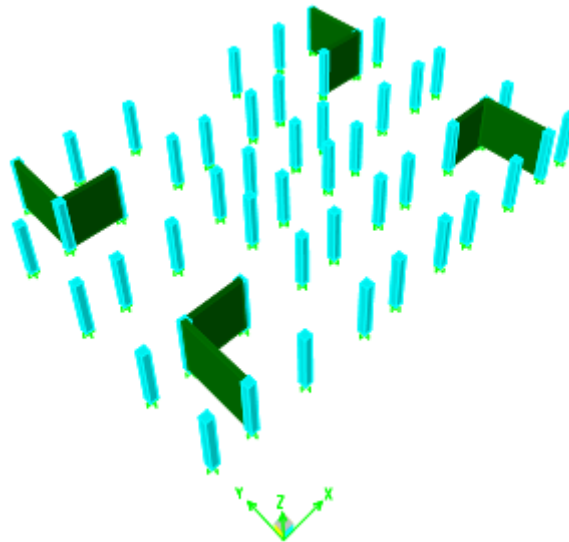


Figure V.2 :Disposition des voiles dans la structure.

V.4.Calcul par la méthode spectrale

Cette méthode donne le maximum de chaque mode de rotation, des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

V.4.1. Calcul de la force sismique

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

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

V.4.2. Spectre de réponse de calcul

En Algérie le spectre de réponse est défini par le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003; la fonction du spectre de réponse est donnée par le système d'équation suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

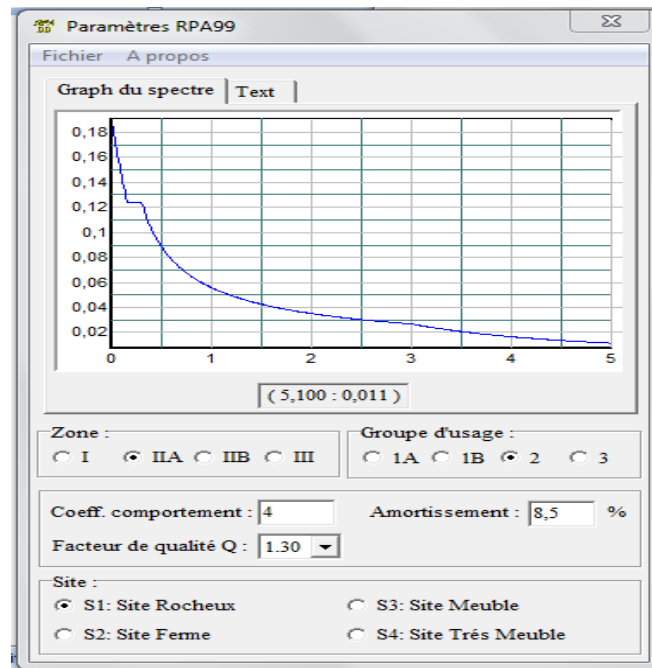


Figure V.3 : Spectre de réponse de calcul selon x

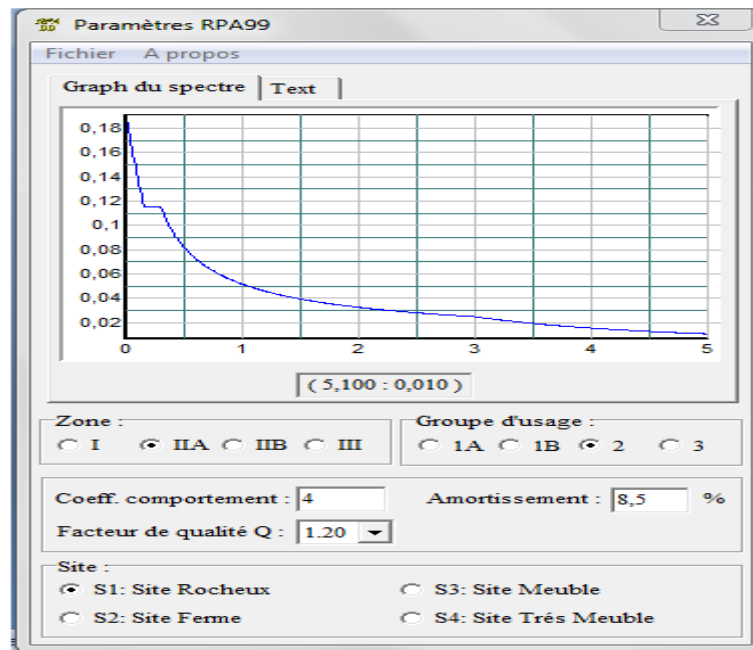


Figure V.4 : Spectre de réponse de calcul selon y

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Valeurs du spectre de réponse selon x.

T(s)	$\frac{S_a}{g}$	T(s)	$\frac{S_a}{g}$	T(s)	$\frac{S_a}{g}$	T(s)	$\frac{S_a}{g}$
0,000	0,188	1,300	0,047	2,600	0,029	3,900	0,017

0,100	0,145	1,400	0,045	2,700	0,029	4,000	0,017
0,200	0,124	1,500	0,043	2,800	0,028	4,100	0,016
0,300	0,124	1,600	0,041	2,900	0,027	4,200	0,015
0,400	0,103	1,700	0,039	3,000	0,027	4,300	0,015
0,500	0,088	1,800	0,038	3,100	0,025	4,400	0,014
0,600	0,078	1,900	0,036	3,200	0,024	4,500	0,014
0,700	0,071	2,000	0,035	3,300	0,023	4,600	0,013
0,800	0,065	2,100	0,035	3,400	0,022	4,700	0,013
0,900	0,060	2,200	0,034	3,500	0,021	4,800	0,012
1,000	0,056	2,300	0,033	3,600	0,020	4,900	0,012
1,100	0,052	2,400	0,032	3,700	0,019	5,000	0,011
1,200	0,049	2,500	0,031	3,800	0,018		

Tableau V.2 : Valeurs du spectre de réponse selon y.

T(s)	$\frac{S_a}{g}$	T(s)	$\frac{S_a}{g}$	T(s)	$\frac{S_a}{g}$	T(s)	$\frac{S_a}{g}$
0,000	0,188	1,300	0,047	2,600	0,029	3,900	0,017
0,100	0,145	1,400	0,044	2,700	0,029	4,000	0,017
0,200	0,124	1,500	0,042	2,800	0,028	4,100	0,016
0,300	0,124	1,600	0,041	2,900	0,027	4,200	0,015
0,400	0,102	1,700	0,039	3,000	0,027	4,300	0,015
0,500	0,088	1,800	0,038	3,100	0,025	4,400	0,014
0,600	0,078	1,900	0,036	3,200	0,024	4,500	0,014
0,700	0,070	2,000	0,035	3,300	0,023	4,600	0,013
0,800	0,064	2,100	0,034	3,400	0,022	4,700	0,013
0,900	0,060	2,200	0,033	3,500	0,021	4,800	0,012
1,000	0,056	2,300	0,032	3,600	0,020	4,900	0,012
1,100	0,052	2,400	0,031	3,700	0,019	5,000	0,011
1,200	0,049	2,500	0,030	3,800	0,018		

V.4.3. Détermination des coefficients

A : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2 (bâtiment à usage d'habitation).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa) selon la classification du Règlement parasismique Algérien 99 version 2003.

Donc : **A=0,15**

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=4 (Portiques contreventés par des voiles). C'est un choix à vérifier plus tard

D : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=8,5\%$. (Portiques et voiles en béton armé avec un remplissage dense)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,82$$

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Site rocheux **S=1**).

T₁=0,15 s et **T₂=0,30 s**

Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

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

$h_N = 19,38$ m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 26,20m \\ D_y = 18,60m \end{cases}$$

AN:

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (19,38)^{3/4} = 0,462s$. Dans les deux directions

$$\begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{19,38}{\sqrt{26,20}} = 0,34 s \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{19,38}{\sqrt{18,60}} = 0,40 s \end{cases}$$

Donc : T empirique = $\begin{cases} T_x = 0,34 s \\ T_y = 0,40s \end{cases}$

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,82) \left(\frac{0,3}{0,34} \right)^{2/3} = 1,89$$

$$D_y = 2,5(0,82) \left(\frac{0,3}{0,40} \right)^{2/3} = 1,69$$

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau V.3 : Valeurs des pénalités

Critère q »	$P_q = 0,05$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,10

1- Vérification des Conditions minimales sur les files de contreventement

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$

- **Sens longitudinal : (9 travées)**

$$3,85/2,2 = 1,75 > 1,5 \Rightarrow \text{critère non observé} \Rightarrow P_q = 0,05$$

- **Sens transversal (4 travées) :**

$$4,1/3,7 = 1,12 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé} \Rightarrow P_q = 0$$

2- Vérification de la Redondance en plan

Sens longitudinal (10 portiques)**10 portiques** > 4

$$3,85/2,2 = 1,75 > 1,5 \Rightarrow \text{critère non observé} \Rightarrow P_q = 0,05$$

Sens transversal (5 portiques) :**5 portiques** > 4

$$4,1/3,7 = 1,12 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé} \Rightarrow P_q = 0$$

3- Vérification de la Régularité en plan

$$\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{4,1 + 4,1}{18,60} = 0,44 \geq 0,25, \text{ critère non observé} \Rightarrow P_q = 0,05$$

4- Vérification de la Régularité en élévation

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{26,20}{26,20} = 1 \geq 0,67, \text{ critère observé} \Rightarrow P_q = 0$$

- **Contrôle de la qualité des matériaux**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc

$$P_q = 0,05$$

Contrôle de la qualité de l'exécution : bien qu'un suivi sur chantier est prévu, on

considère que ce critère est non observé $P_q = 0,1$.

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1) = \mathbf{1,30}$$

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1) = \mathbf{1,20}$$

V.5. Combinaisons d'action

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) : combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires

- **ELU : 1.35 G + 1.5Q**
- **ELS : G+Q**

Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] : combinaisons accidentelles **Art 5.2**

- **ELA : G+Q ±E (5-1)**
- **ELA : 0,8G ±E (5-2)**

Avec :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

V.6. Détermination des poids (W_t) de la structure

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par logiciel **ETABS V9.7.4**.

$$W_t = 21622,74 \text{ KN}$$

V.7. Caractéristiques géométriques

➤ Calcul de l'excentricité

• L'excentricité accidentelle

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\begin{cases} e_{x,\text{théorique}} \leq 0,05L_x = 1,31m \\ e_{y,\text{théorique}} \leq 0,05L_y = 0,93m \end{cases}$$

On va donner pour notre structure les centres de torsion et de masse pour chaque niveau dans le tableau suivant logiciel ETABS :

Tableau V.4 : Centre de rigidité et centre de masse de la structure.

Etages	Centre de masse [m]		Centre de rigidité [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité accidentelle [m]		observation
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
RDC	12,9	12,913	12,902	13,083	0,002	0,17	1,31	0,93	vérifiée
1	12,9	13,268	12,9	13,058	0	0,21	1,31	0,93	vérifiée
2	12,9	13,268	12,899	13,024	0,001	0,244	1,31	0,93	vérifiée
3	12,9	13,268	12,899	12,996	0,001	0,272	1,31	0,93	vérifiée
4	12,908	13,301	12,899	12,985	0,009	0,316	1,31	0,93	vérifiée
5	12,9	13,344	12,9	12,999	0	0,345	1,31	0,93	vérifiée

V.8. Caractéristiques dynamiques de bâtiment

Le tableau suivant résumera toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS).

Tableau V.5 : Participation des masses cumulées.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,4198	69,2534	0,0003	69,2534	0,0003	0,3741
2	0,3580	0,0002	69,4167	69,2536	69,4169	0,0029

3	0,3460	0,3201	0,0026	69,5737	69,4196	67,8391
4	0,1024	20,4813	0,0000	90,0550	69,4196	0,0039
5	0,0845	0,0000	22,1496	90,0550	91,5692	0,0000
6	0,0791	0,0071	0,0000	90,0621	91,5692	21,6824
7	0,0486	6,4300	0,0001	96,4921	91,5693	0,0016
8	0,0411	0,0001	5,8740	96,4922	97,4433	0,0000
9	0,0373	0,0032	0,0001	96,4954	97,4433	6,7278
10	0,0323	2,2029	0,0002	98,6983	97,4436	0,0013
11	0,0280	0,0004	1,5638	98,6987	99,0074	0,0000
12	0,0257	0,6172	0,0005	99,3159	99,0079	0,0748

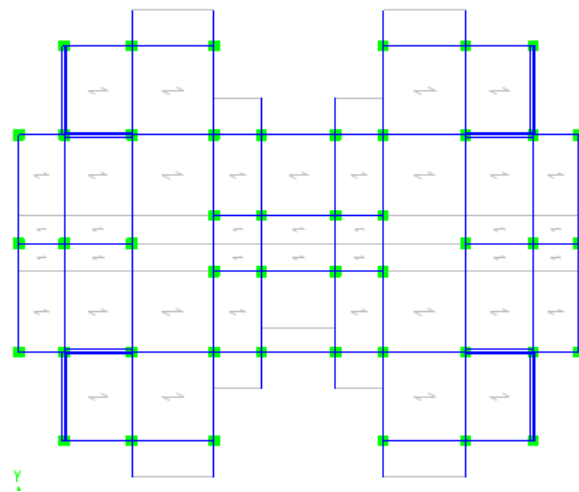


Figure V.5 : Contreventement de la structure.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

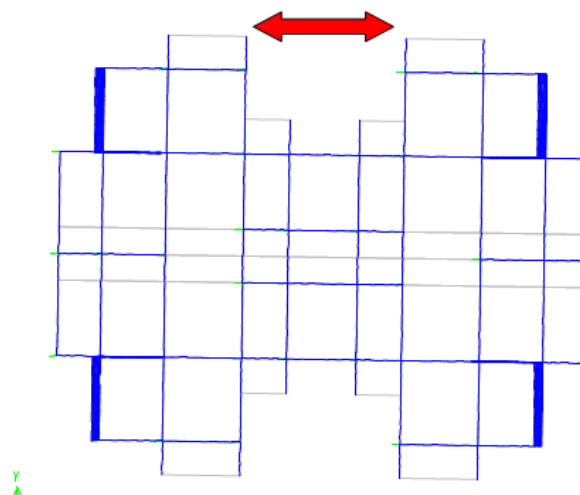


Figure V.6 : Premier mode $T = 0,420\text{ s}$ « Translation selon l'axe X ».

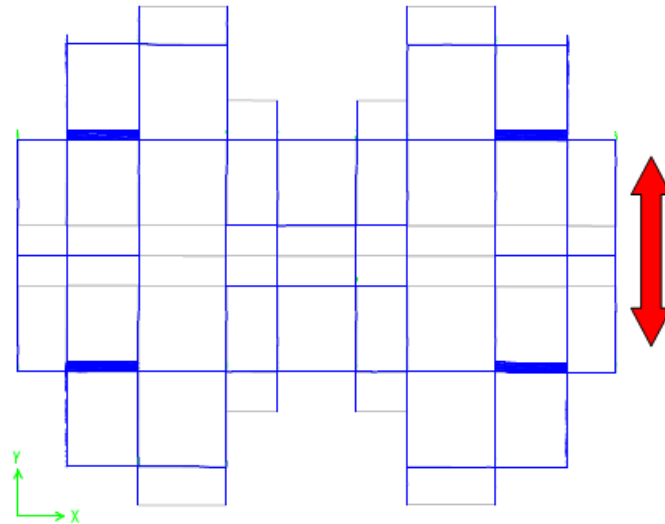


Figure V.7 : Deuxième mode $T = 0,358$ s « Translation selon l'axe Y ».

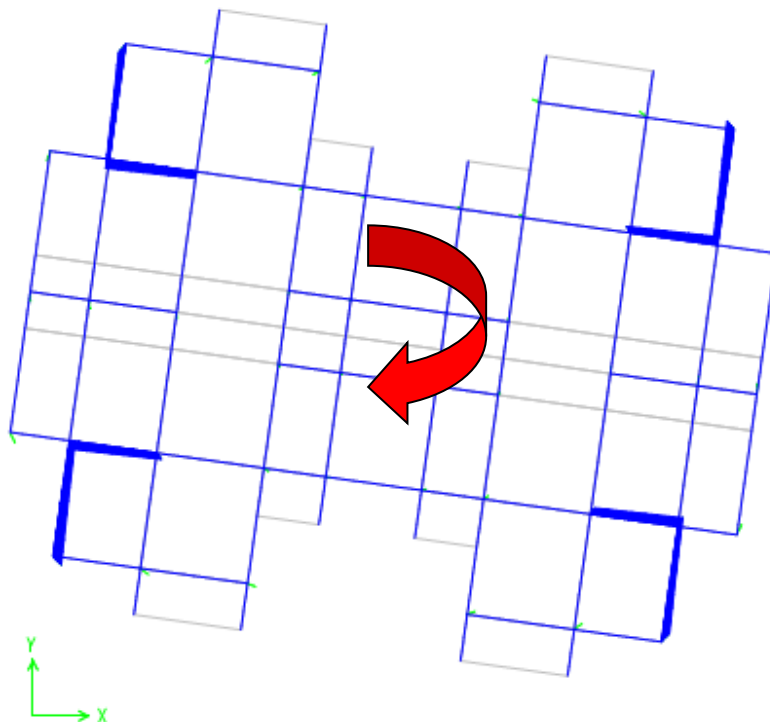


Figure V.8 : Troisième mode $0,346$ s « Rotation autour de l'axe Z ».

Interprétation des résultats

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1er mode est un mode de translation selon l'axe $UX = 69,25\%$ de participation de masse modale.
- le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe $UY = 69,42\%$.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion $RZ = 67,84\%$.

Les 5 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%.

V.9. Vérifications

V.9.1. Vérifications de participation de la masse

-Le sens suivant (X) : $\sum \alpha_x = 90,06\% > 90\%$ Condition vérifiée.

-Le sens suivant (Y) : $\sum \alpha_y = 91,5\% > 90\%$ Condition vérifiée.

V.9.2. Vérification de la période fondamentale de la structure

D'après résultats obtenus par ETABS :

Le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale à **0,420sec**

On doit vérifier que la période dynamique $T_{\text{dynamique}}$ ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale T

Donc :

$T_{\text{dynamique}} = 0,420 \text{ s} < T_{\text{statique}} = 1,3T_{\text{empirique}} = 0,52 \text{ s}$ Condition vérifiée.

V.9.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Parmi l'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le RPA99version 2003 celle relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.80V}{V_t}$$

V : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode modale spectrale à l'aide de ETABS'.

V_t : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W_t = 21622,74 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0,15(1,89)(1,3)}{4} \times 21622,74 = 1992,27 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15(1,69)(1,2)}{4} \times 21622,74 = 1644,41 \text{ KN}$$

-Le sens suivant (X) : $V_{tx} = 1884,17 \text{ KN} > 0,8V_x = 1593,82 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

-Le sens suivant (Y): $V_{ty} = 2115,3KN > 0,8V_y = 1315,53KN$ Condition vérifiée.

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 Version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

V.9.4.Vérification du coefficient de comportement

Tableau V.6 : Vérification du coefficient de comportement

								Résultat			
								Le coefficient de comportement R = 4			
Hauteur du bâtiment		19,38									
Voiles de contreventement				Poteaux							
Effort tranchant				Effort normal							
Etage	Tx	Ty	N	Etage	Tx	Ty	N				
1	542,18	71,65	-2847,67	1	19,49	32,64	-1184,75				
2	498,52	7,65	-1572,99	2	25,22	29,24	-969,01				
3	453,81	60,39	-1711,22	3	25,07	29,3	-761,31				
4	350,81	7,71	-961,46	4	28,56	30,65	-565,16				
5	306,47	10,56	-641,69	5	24,77	24,92	-373,62				
6	200,3	19,79	-317,9	6	12,39	11,17	-189,34				
7				7							
8				8							
9				9							
10				10							
11				11							
12				12							
13				13							

Distribution de l'effort tranchant

Effort	Voiles (%)	Poteaux (%)
Effort Tx	95%	5%
Effort Ty	53%	47%

Distribution de l'effort Normal

Effort	N Voiles (%)	N Poteaux (%)
N Voiles	67%	
N Poteaux		33%

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=4**.

V.9.5.Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_{stabilisateur}}{M_{renversement}} \geq 1,5$$

$$M_{renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stabilisateur} = M_{W/O} = W \times b$$

Les d_i (H_k) sont calculées à partir de la base. Les résultats sont portés dans le tableau suivant

Tableau IV.7 : Vérification au renversement (x-x)

Niveau	F _k (kn)	H _k (m)	W _k (Kn)	b _i (m)
5	576,34	19,38	3939,15	12,9
4	445,89	16,15	3656,67	12,9
3	351,02	12,92	3598,30	12,9
2	258,84	9,69	3537,91	12,9
1	167,94	6,46	3443,19	12,9
RDC	84,08	3,23	3447,52	12,9

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{278960,88}{26771,56} = 10,42 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Tableau IV.8 : Vérification au renversement (y-y)

Niveau	F _k (kn)	H _k (m)	W _k (Kn)	b _i (m)
5	647,11	19,38	3939,15	12,91
4	500,59	16,15	3656,67	13,27
3	394,079	12,92	3598,30	13,27
2	290,60	9,69	3537,91	13,27
1	188,54	6,46	3443,19	13,30
RDC	94,39	3,23	3447,52	13,34

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{285867,74}{30055,61} = 9,51 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

V.9.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet de 2^{ème} ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales, c'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- ❖ L'importance de la charge axiale P.
- ❖ La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- ❖ La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P- Δest négligeable on doit vérifier la rigidité de la structure, le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi}).$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R : Coefficient de comportement de la structure.

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$ selon le RPA99 version 2003(Art 5.9 page 54) .
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 99 version2003 Art 5.10 page 54).

Nous allons relever à l'aide d'ETABS les déplacements à chaque niveau (G+Q+E).

Tableau V.9 : Les déplacements relatifs inter étages.

Etage	Sens-X			Sens-Y			0,01 h_k (m)	Observation
	δ_{eK}^x (m)	δ_K^x (m)	Δ_K^x (m)	δ_{eK}^y (m)	δ_K^y (m)	Δ_K^y (m)		

5	0,0062	0,0248	0,0052	0,0052	0,0208	0,0044	0,0323	Vérifiée
4	0,0049	0,0196	0,0048	0,0041	0,0164	0,0044	0,0323	Vérifiée
3	0,0037	0,0148	0,0052	0,003	0,012	0,004	0,0323	Vérifiée
2	0,0024	0,0096	0,0044	0,002	0,008	0,0036	0,0323	Vérifiée
1	0,0013	0,0052	0,0032	0,0011	0,0044	0,0028	0,0323	Vérifiée
RDC	0,0005	0,002	0,002	0,0004	0,0016	0,0016	0,0323	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ.

Etage	h_k [m]	P_k [kN]	Sens-X			Sens-Y		
			Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k	Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k
5	19,38	3939,15	0,0052	651,38	0,0016	0,0044	720,74	0,0012
4	16,15	3656,67	0,0048	1044,67	0,0010	0,0044	1172,22	0,0008
3	12,92	3598,30	0,0052	1332,81	0,0011	0,004	1495,63	0,0007
2	9,69	3537,91	0,0044	1567,79	0,0010	0,0036	1757,94	0,0007
1	6,46	3443,19	0,0032	1755,13	0,0010	0,0028	1967,66	0,0008
RDC	3,23	3447,52	0,002	1884,17	0,0011	0,0016	2115,3	0,0008

D'après les résultats obtenus, les valeurs des θ_x et θ_y , sont inférieure à 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ (Stable).

V.9.7. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (Formule 7.2)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau V.11 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B_c (cm ²)	N_d (KN)	N_{rd}	Remarque
RDC et 1 ^{er} étage	40*40	1184,75	0,296	Vérifié
2 ^{ème} à 3 ^{ème} étage	35*35	761,31	0,249	Vérifié
4 ^{ème} à 5 ^{ème} étage	30*30	373,72	0,166	Vérifié

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Conclusion

Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, montrent que le bâtiment a été bien dimensionné vis à vis du règlement parasismique en vigueur (RPA99 version 2003).

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Introduction

Notre construction est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement entre eux et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

En général, les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple. Quant aux poteaux, ils sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, donc ils sont calculés en flexion composée.

Pour notre structure, on a utilisé le logiciel d'analyse des structures **ETABS V9.7.4**, qui permet la détermination des efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. On considérant les sollicitations suivantes :

N_{\max} —————→ $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} —————→ $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} —————→ $N_{\text{correspondant}}$

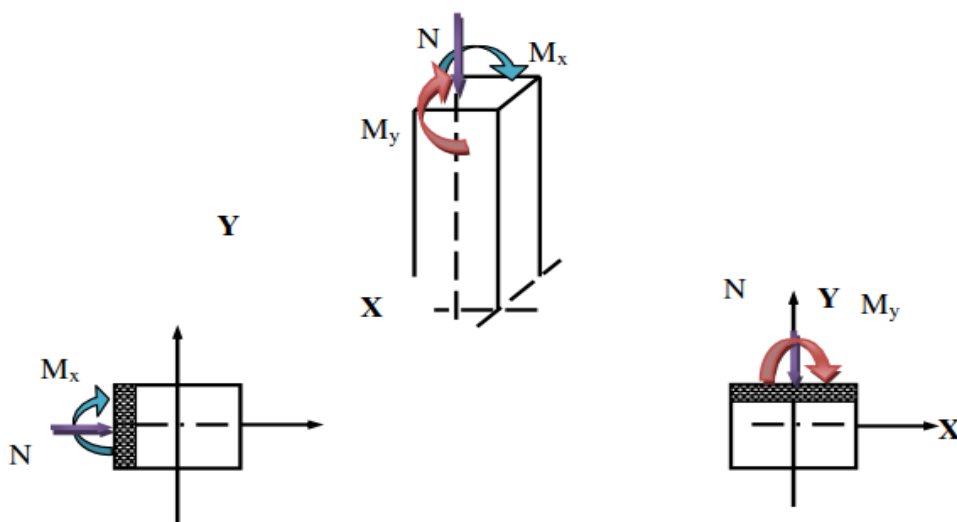


Figure VI.1 : Les sollicitations exercées sur les poteaux.

VI.1.1. Caractéristiques des matériaux

Tableau. VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
durable	1,5	25	1	14,17	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

VI.1.2. Actions et sollicitations

➤ Les actions

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....) ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. ...).

➤ Les sollicitations

Les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

VI.1.3. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer Simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément. Les combinaisons d'action à considérer :

➤ Combinaison de RPA99/version2003

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0,8G\pm E \end{cases}$$

➤ Combinaison du BAEL91/99 :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Effort sismique.

VI.1.4. Etapes du calcul

➤ Selon le BAEL91/99

Calcule en flexion composée avec un effort normal N_u et un moment M_u tel que :

$$M_u = N_u \cdot e$$

Tableau VI.2 : Calcul les différentes excentricités

M_u	e (cm)		
	$e = (e_1 + e_2 + e_a)$		
$N_u \cdot e$	$e_1 = e_0 + e_a$	e_2	e_a
	$e_0 = \frac{M_{cor}}{N_{max}}$	$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10000 * h} (2 + \alpha * \phi)$	$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\}$

Avec :

$$L_f = 0,7 * L_0 \quad \text{et} \quad \alpha = 10 * \left(1 - \frac{M_u}{1,5 * M_{ser}} \right)$$

e₁: excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e₂: excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère; ce rapport est généralement pris égal à 2.

➤ **Recommandations du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2.1**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

➤ Le pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de : $A_s \geq 0.8\% b \times h$ en zone II.

➤ Le pourcentage maximal :

3% en zone courante.(4% pour les poutres)

6 % en zone de recouvrement.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm. ($\Phi_{min} = 12mm$)

➤ La longueur minimale des recouvrements est de: 40 \emptyset en zone II.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

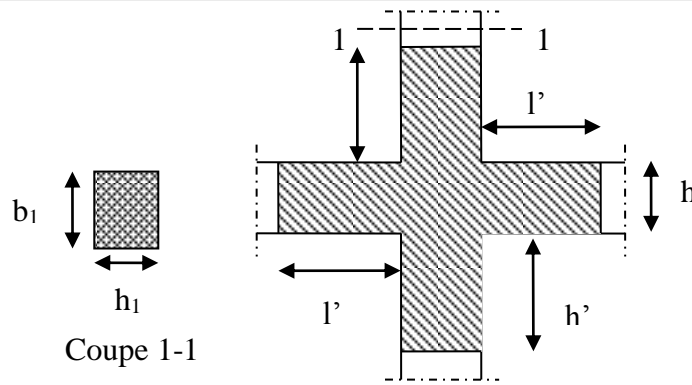


Figure VI.2 : Zone nodale.

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e : hauteur d'étage.

➤ **Recommandations du BAEL91/99**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}; \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec :

B : Section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0.9h$)

➤ **Ferrailage minimum d'après le CBA93**

Condition de non fragilité :

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

❖ **Les armatures transversales**

Selon RPA99/V.2003 (Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_t : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- Zone 1 \Rightarrow RDC et 1^{er} étage
- Zone 2 \Rightarrow 2^{ème} et 3^{ème} étage
- Zone 3 \Rightarrow 4^{ème} et 5^{ème} étage

Tableau VI.3 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone

Zone	Section (cm ²)	BAEL 91/99		CBA93	RPA99/version2003		
		$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{CNF} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$
						Zone courate	Zone de recouvrement
1	40*40	4	80,0	1,74	12,8	48,0	96,0
2	35*35	4	61,5	1,33	9,8	36,8	73,5
3	30*30	4	45,0	0,98	7,2	27,0	54,0

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

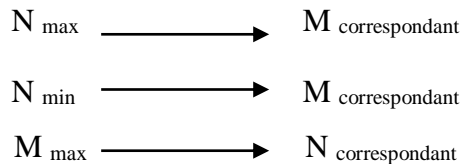


Tableau VI.4 : Les sollicitations obtenues par ETABS

Zone	Combinaison	N_{max}	N_{min}	M_{max}
1	Combinaison	ELU	0.8G +E	G +Q+E
	$N(KN)$	-1184,75	-4,26	-692,62
	M_{cor}	2,48	12,31	25,58
2	Combinaison	ELU	0.8G +E	G +Q+E
	$N(KN)$	-761,31	-1,28	-203,22
	M_{cor}	5,77	12,83	27,80
3	Combinaison	ELU	0.8G +E	G +Q+E
	$N(KN)$	-373,62	-2,09	-134,47
	M_{cor}	4,33	10,87	22,63

VI.1.5.Exemple du calcul du ferraillage

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ETABS 9.7.4 et à partir de la combinaison la plus défavorable.

Soit un poteau de la zone 1, dimensions (40x40) cm²

- c = 2,5cm.
- S = (40x40) cm²; F_e = 400MPa; f_{c28}=25MPa.
- d = 0,9h=36 cm.
- L = 323 cm.

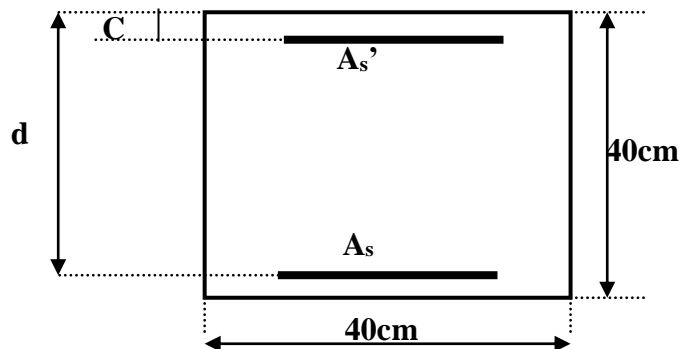


Figure VI.3 : section du poteau à étudier (40*40)

❖ **Ferraillage longitudinal**

La combinaison **ELU** :1.35 G+1.5 Q

$$N_{max} = 1184,75KN \Rightarrow M_{cor} = 2,48KN.m$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91/99), on adoptera une excentricité totale de calcul :

Tableau VI.5:la valeur totale de l'excentricité.

M_u corrigé(KN.m)	e (cm)		
	$e = (e_1 + e_2 + e_a)$		
$N_u.e$	$e_1 = e_0 + e_a$	e_2	e_a
		$e_0 = \frac{M_{cor}}{N_{max}}$	$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10000 * h} (2 + \alpha * \phi)$
47,54	2,00	0,013	2,00
4,013			

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = 19,57 \Rightarrow \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,80$$

L : Hauteur totale du Poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 * L_0 = 2,26m$$

Si : $\frac{L_f}{h} < \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$5,65 < \max(15;1) \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

Donc : On peut utiliser la méthode forfaitaire.

Le calcul se fera en **flexion composée**.

A(KN.m)			B(KN.m)	
$A = (0,337h - 0,81C')b.h.f_{bu}$			$B = N_u(d - C') - M_{ua}$	
$h = b = 0,4$	$C' = 0,025$	$f_{bu} = 14,17 \times 10^3$	$M_{ua} = M_u + \alpha * N_u$ $M_u = N_u * e = 47,54 KN.m$	$\alpha = \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,16$
259,71			159,79	

$A = 259,71 KN.m > B = 159,79 KN.m \Rightarrow$ Donc la section est **entièrement comprimée**.

L'effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$).

μ_{bu}	μ_l	$\mu_{bu} < \mu_l$	A'_1	μ_{bc}	$\mu_{bu} < \mu_{bc}$	Z_b
0,323	0,392	Vérifié	0	0,49	Vérifié	0,254

$$\mu_{bu} = 0,323 < \mu_{bc} = 0,49$$

Méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bc}) = 0,254m$$

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s * Z} = \frac{237,1 \times 10}{348 \times 0,254} = 26,82 cm^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 26,82 - \frac{1184,75 \times 10}{348} = -7,22 cm^2 < 0 \text{ (Flexion composée).}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{min} .

- **La section d'acier minimale**
- ✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} \geq 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74 cm^2$$

✓ Selon RPA99/version2003

$$A_{\min} = 0,8\%b.h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{adopté}} = \max \{ A_{\text{cal}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\min} \} = \max \{ 13,63; 1,74; 12,8 \} = 13,63 \text{ cm}^2$

On adopte : **4T16+4T14 = 14,2 cm²**.

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL91/99(section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.6 : Choix des armatures

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{réel} (cm ²)
RDC et 1 ^{ère} étage	N _{max} =-1184,75	M _{cor} =2,48	(40*40)	13,63	1,74	12,8	4T16 +	14,20
	N _{min} =-4,26	M _{cor} =12,31		1,03				
	N _{cor} =-692,62	M _{max} =25,58		12,12				
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	N _{max} =-761,31	M _{cor} =5,77	(35*35)	11,52	1,33	9,8	4T16 +	14,20
	N _{min} =-1,28	M _{cor} =12,83		1,19				
	N _{cor} =-203,22	M _{max} =27,80		5,68				
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	N _{max} =-373,62	M _{cor} =4,33	(30*30)	5,89	0,98	7,2	4T14 +	10,68
	N _{min} =-2,09	M _{cor} =10,87		1,21				
	N _{cor} =-134,47	M _{max} =22,63		4,57				

• **Longueur de recouvrement**

D’après l’article 7.4.2.1. du RPA 99/version2003, Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 40\Phi$ en zone IIa.

T16 $L_r = 64 \text{ cm}$

T14 $L_r = 56 \text{ cm}$

T12 $L_r = 48 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_t : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

Condition de l'espacement

D'après le RPA 99 (version2003) on a :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_L; 15cm) = 12cm$ on prend $S_t = 10 cm$.

En zone courante : $S_t \leq 15\phi_L = 18cm$

On prend :

$$S_t = 15cm$$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7L_0 = 2,26m$$

$$\lambda_g = \frac{2,26}{0,4} = 5,65m .$$

$\lambda_g = 5,65m > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").

a) Zone courante

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_p \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 32,64}{40 \times 400 \times 10^2} = 0,77 \text{ cm}^2$$

b) Zone nodale :

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 10^3 \times 32,64}{40 \times 400 \times 10^2} = 0,51 \text{ cm}^2$$

• Quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$: En % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,65 > 5$$

a) Zone nodale : $A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$

b) Zone courante : $A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm²**.

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = \frac{2,01}{15 \times 40} = 0,34\% \geq 0,3\%$$

Condition vérifiée

a. Zone courante

Tableau. VI.7 : Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S_t (cm)	A_t (cm ²)	λ_g	ρ_a	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	% Cal	% min	Observation
40*40	32,64	15	0,77	5,65	2,5	4T8	2,01	0,34	0,3	Vérifié
35*35	30,65	15	0,82	6,46	2,5	4T8	2,01	0,38	0,3	Vérifié
30*30	24,92	15	0,78	7,53	2,5	4T8	2,01	0,45	0,3	Vérifié

b. Zone nodale

Tableau. VI.8 : Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S_t (cm)	A_t (cm ²)	λ_g	ρ_a	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	% Cal	% min	Observation
---------	-----------	---------------	-----------------------------	-------------	----------	-------	------------------------------------	----------	----------	-------------

40*40	32,64	10	0,51	5,65	2,5	4T8	2,01	0,34	0,3	Vérifié
35*35	30,65	10	0,55	6,46	2,5	4T8	2,01	0,38	0,3	Vérifié
30*30	24,92	10	0,52	7,53	2,5	4T8	2,01	0,45	0,3	Vérifié

VI.1.6. Vérification du poteau à l'effort tranchant

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm² »

$$T_{\max} = 32,64 \text{ KN}$$

Vérification de $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{32,64 \times 10}{(40 \times 36)} = 0,23 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{ si } \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \dots\dots\dots \text{ si } \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = 5,65 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,88 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 1,88 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on n'a pas de risque de cisaillement

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.

Section (cm ²)	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \tau_{bu}$
40*40	32,64	0,23	5,65	0,075	3,33	1,88	Vérifié	Vérifié
35*35	30,65	0,28	6,46	0,075	3,33	1,88	Vérifié	Vérifié
30*30	24,92	0,31	7,53	0,075	3,33	1,88	Vérifié	Vérifié

VI.1.8. Vérification

À L'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

On va vérifier que :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Après les calculs on a trouvé les résultats suivants :

Tableau VI.10 : Vérification de la condition de non fragilité

Section	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Observation
40*40	1,74	2,01	Vérifiée
35*35	1,33	2,01	Vérifiée
30*30	0,98	2,01	Vérifiée

✓ **Vérification au flambement**

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les

calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{L_f}{i}$

➤ Pour poteau (40*40)

$$L_f = 0,7L_0 = 2,26m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ Tel que :}$$

$$I_{xx} = I_{yy} = 213333,33cm^4 \Rightarrow A = 1600cm^2$$

$$i = 11,55$$

$$\lambda = 19,57m < 50$$

Condition vérifié

Donc il n'y a du risque de flambement.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Vérification au flambement.

Section	I (cm ⁴)	A (cm ²)	i	λ	$\lambda < 50$
40*40	213333,33	1600	11,55	19,57	vérifié
35*35	125052,08	1225	10,10	22,37	vérifié
30*30	67500,00	900	8,66	26,10	vérifié

✓ Vérification de l'effort normal ultime

D'après CBA93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

➤ Pour poteau (40*40)

$$N_{\max} = 1184,75KN$$

On a : $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,80$$

$$Br = [(40 - 2)(40 - 2)] = 1444cm^2$$

$$N_{ultim} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 3953,34KN$$

$$N_{ultim} = 3953,34KN > N_{\max} = 1184,75KN$$

Condition vérifié

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12: Vérification de l'effort normale ultime

Zone	Section (cm ²)	λ	α	B_r (cm ²)	A (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)	Observation
1	40*40	19,57	0,80	0,1444	14,20	3953,34	1184,75	vérifié
2	35*35	22,37	0,79	0,1089	14,20	3882,75	761,31	vérifié
3	30*30	26,10	0,76	0,0784	10,68	2842,65	373,62	vérifié

À L'ELS

✓ Vérification des contraintes de béton

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

On doit vérifier :

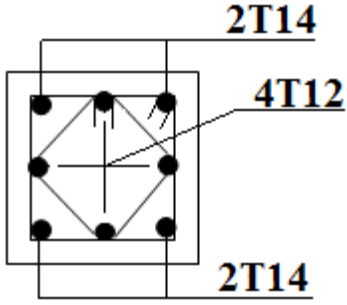
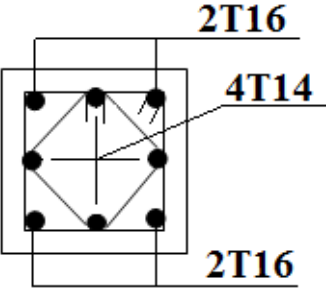
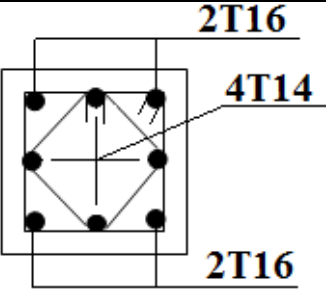
$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes de béton

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
1	1,79	14,20	14,98	138932,17	0,01	0,19	15	vérifié
2	4,17	14,20	14,43	97119,59	0,04	0,62	15	vérifié
3	3,13	10,68	12,46	53212,49	0,06	0,73	15	vérifié

Tableau.VI.14 : Ferrailages des poteaux.

Niveaux	Poteaux
04 ^{ème} étage et 05 ^{ème} étage (30×30) cm ²	
02 ^{ème} étage et 03 ^{ème} étage (35×35) cm ²	
RDC et 01 ^{ère} étage (40×40) cm	

VI.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

VI.2.1.Recommandation du RPA99/version 2003✓ **Armatures longitudinales**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis

✓ **Armatures transversales**

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t=0,0300.S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire $\min (h/4, 1.2\phi)$
 - En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2.Armatures longitudinales

Le calcul se fait en travée et en appuis

➤ Calcule du moment réduit μ

- $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$
- $\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,966$
- $Z = d(1 - 0,4\alpha)$

- $A = \frac{M_u}{Z \times f_{ed}}$

a) Condition de non fragilité (Art A-4,2,1 BAEL91)

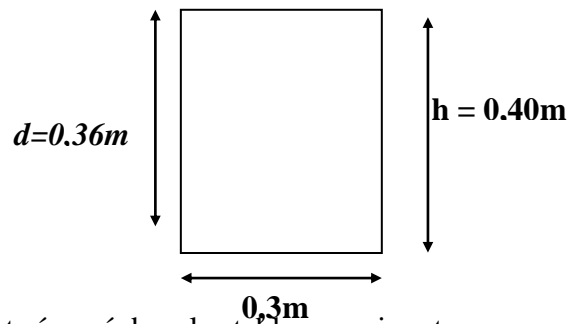
$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

b) Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$$A_{min} = 0,5\% b.h = 6 \text{ cm}^2 \text{ (Sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\% b.h = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{max2} = 6\% b.h = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$



VI.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres

Le ferraillage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15 : Tableau récapitulatif de ferraillage des poutres.

Section (cm ²)	Position	M (KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	Choix des Barres	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale liée au voile								
30*40	Travée	24,87	2,03	1,30	6	6	3T16+2T12	8,29
	Appuis	24,12	1,97	1,30	6	6	3T16+2T12	8,29
Poutre secondaire liée au voile								
30*35	Travée	4,31	0,40	1,14	5,25	5,25	3T14+2T12	6,88
	Appuis	11,93	1,10	1,14	5,25	5,25	3T14+2T12	6,88
Poutre principale non liée au voile								
30*40	Travée	80,74	7,00	1,30	6	7,00	3T16+2T12	8,29
	Appuis	73,74	6,34	1,30	6	6,34	3T14+2T12	6,88
Poutre secondaire non liée au voile								
30*35	Travée	18,64	1,74	1,14	5,25	5,25	3T12+2T12	5,65
	Appuis	38,19	3,66	1,14	5,25	5,25	3T12+2T12	5,65

- **Longueur de recouvrement**

D’après l’article 7.4.2.1. du RPA 99/version2003, Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 40\Phi$ en zone IIa.

T16 $L_r = 64 \text{ cm}$

T14 $L_r = 56\text{cm}$

T12 $L_r = 48\text{cm}$

VI.2.4 Ferrailage des armatures transversales

a) Selon le BAEL91

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b.S_t}{f_e}$

b : Largeur de la poutre.

S_t : L'espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 28,35\text{cm}$$

On adopte les espacements suivants : $S_t = 20\text{cm}$

$$\text{Donc: } A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} = 0,6\text{cm}^2$$

-Diamètre des armatures d'âme

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 10\text{cm}$$

On prend : $\Phi 8$

b) Selon le RPA99/version 2003

La section minimale A_t doit vérifier : $A_{t \min} = 0,003.S_t.b$

L'espacement maximal:

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = 8,75\text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$$

Donc on adopte :

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

$S_t = 15\text{cm}$ En zone courante

On aura alors :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4T8 = 2,01 cm²**

$$S_{t, \text{adopté}} = \min \{ S_{t, \text{BAEL}} ; S_{t, \text{RPA}} \} = 15 \text{ cm}$$

VI.2.5. Vérification D'ABOUT

a) Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{39,5 \times 10^3}{315 \times 300} = 0,42 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Tableau.VI.16 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres.

Type	Position	Contrainte de cisaillement			
		V _u	τ _u	τ̄ _u	Observation
Poutre principale liée au voile	Travée	53,21	0,49	3,33	Vérifié
	Appuis	50,95	0,47	3,33	Vérifié
Poutre secondaire liée au voile	Travée	8,02	0,08	3,33	Vérifié
	Appuis	21,93	0,23	3,33	Vérifié
Poutre principale non liée au voile	Travée	94,90	0,88	3,33	Vérifié
	Appuis	75,18	0,70	3,33	Vérifié
Poutre secondaire non liée au voile	Travée	22,47	0,24	3,33	Vérifié
	Appuis	39,50	0,42	3,33	Vérifié

b) Armature inferieure tendu sur appui d'ABOUT :

$$A_t \geq \frac{1,15 \cdot V_{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 94,9 \times 10}{400} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8,29 \text{ cm}^2 \geq 2,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifie.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

$$V_{u \max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$\begin{cases} a = b - c - 2 \text{ cm} = 25,5 \text{ cm} \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases}$$

$$V_{u\max} = 94,9\text{KN} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a = 510,64\text{KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau.VI.17 : Vérification de contrainte dans le béton des poutres.

Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
Poutre principale liée au voile									
30*40	Travée	6,83	8,29	13,62	87548,19	0,08	1,06	15	Vérifié
	Appuis	17,97		13,62	87548,19	0,21	2,80	15	Vérifié
Poutre secondaire liée au voile									
30*35	Travée	3,15	6,88	11,68	56474,44	0,06	0,65	15	Vérifié
	Appuis	3,1		11,68	56474,44	0,05	0,64	15	Vérifié
Poutre principale non liée au voile									
30*40	Travée	26,15	8,29	13,62	87548,19	0,30	4,07	15	Vérifié
	Appuis	58,64	6,88	12,67	76509,63	0,77	9,71	15	Vérifié
Poutre secondaire non liée au voile									
30*35	Travée	13,56	5,65	10,81	48911,59	0,28	3,00	15	Vérifié
	Appuis	12,81		10,81	48911,59	0,26	2,83	15	Vérifié

VI.2.7. Vérification de la flèche

✓ **Poutre Principale (30×40) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{470} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{8,29}{30 \times 36} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Poutre Secondaire (30×35)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,88}{30 \times 31,5} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifié.}$$

Tableau.VI.18 : Ferrailages des poutres.

Poutre principale liée au voile	Poutre principale non liée au voile
--	--

<p>3T16+2T12</p> <p>3T16</p> <p>Sur appuis</p>	<p>3T16</p> <p>3T16+2T12</p> <p>En travée</p>	<p>3T14+2T12</p> <p>3T14</p> <p>Sur appuis</p>	<p>3T16</p> <p>3T16+2T12</p> <p>En travée</p>
<p>Poutre secondaire liée au voile</p>		<p>Poutre secondaire non liée au voile</p>	
<p>3T14+2T12</p> <p>3T14</p> <p>Sur appuis</p>	<p>3T14</p> <p>3T14+2T12</p> <p>En travée</p>	<p>3T14+2T12</p> <p>3T14</p> <p>Sur appuis</p>	<p>3T12</p> <p>3T12+2T12</p> <p>En travée</p>

VI.3. Ferraillage Des Voiles

Le voile est un élément très important dans une structure, il est sollicité par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

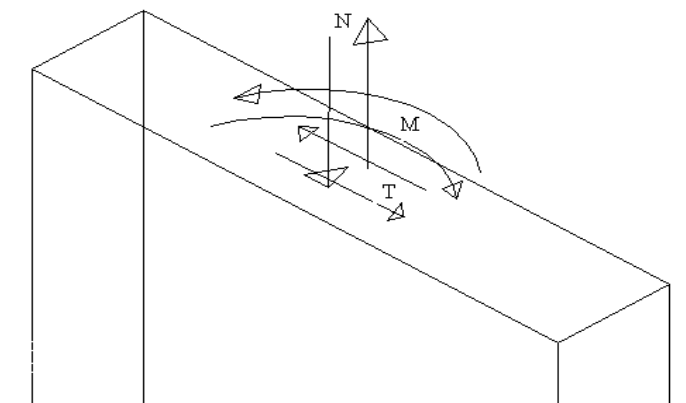


Figure VI .4: Schéma d'un Voile soumis à la flexion composée.

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 03 zones:

- Zone 1 \Rightarrow RDC et 1^{er} étage
- Zone 2 \Rightarrow 2^{ème} et 3^{ème} étage
- Zone 3 \Rightarrow 4^{ème} et 5^{ème} étage

Notre ouvrage comprend deux (2) types des voiles :

Type 01 : L=2,70 m.

Type 02 : L=3,70 m.

VI.3.1. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre :

❖ **Selon le BAEL 91(Situation Durable):**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

❖ **Selon le RPA 99/version 2003[Art 5.2](situation accidentelle)**

$G + Q + E$

$0,8G \pm E$

VI.3.2.Recommandations du RPA99/2003

❖ **Armatures Verticales**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

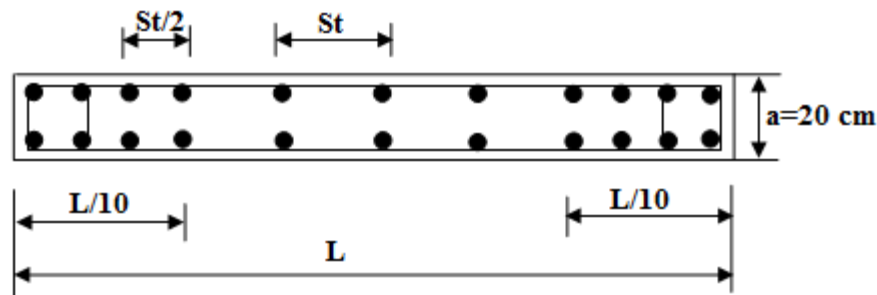


Figure.VI.5 : disposition des armatures verticales dans le voile

❖ Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

❖ Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes:

- L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
 - $St \leq \text{Min}(1,5a; 30\text{cm})$ a:Épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec eux au moins quatre épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à:
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

❖ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{v_i} = 1,1 \frac{\bar{v}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure ou égale à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VI.3.3. Présentation de la méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (révisées en 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \% a.L$$

2^{eme} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (révisées en 2003).}$$

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

Tableau VI.19 : Section d'armature minimale selon BAEL et RPA

	Nature de la section		
	ET	PC	EC
Selon BAEL	$B(f_{c28} / f_e)$	$0,23b.d(f_{t28} / f_e)$	$0,23b.d(f_{t28} / f_e)$
Selon RPA	$0,2\%a.L$	$0,2\%a.L_c$	$0,2\%a.L$

VI.3.4. Exemple de ferrailage détaillé

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (V_{x1} ; zone I) de ($L=2,7$ m ; $a=0,2$ m)

Tableau VI.20 : Les sollicitations obtenues par ETABS

Zone	voile	Sollicitation	N^{cor} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Combinaison
1	V_{x1}	N_{max}	2847,67	604,51	G+Q+EY MIN
		N_{min}	-202,19	97,74	0,8G+EY MAX
		M_{max}	2270,19	3322,47	G+Q+EX MIN

$$B=0,54 \text{ m}^2$$

$$I=0,33 \text{ m}^4$$

$$V=V'=1,35 \text{ m}$$

a) Armatures verticales

Par la combinaison : **G+Q+EY MIN**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2847,67 \times 10^{-3}}{0,54} + \frac{604,51 \times 1,35 \times 10^{-3}}{0,33} = 7,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2847,67 \times 10^{-3}}{0,54} - \frac{604,51 \times 1,35 \times 10^{-3}}{0,33} = 2,8 \text{ MPa}$$

On à (σ_1 et σ_2) > 0 \Rightarrow la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

1. Calcul des armatures verticales

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} a.L = \frac{7,75 + 2,8}{2} \times 200 \times 2700 = 2848,5 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F - B.f_{bc}}{f_e} = \frac{2848,5 - (0,54 \times 10^3 \times 18,48)}{400 \times 10^{-3}} = -178,26 \text{ cm}^2$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{\min} .

$$A_{\min} = 0,2\% a.L = 0,002 \times 20 \times 270 = 10,8 \text{ cm}^2$$

Par la combinaison : 0,8G+EY MAX

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{-202,19 \times 10^{-3}}{0,54} + \frac{97,74 \times 1,35 \times 10^{-3}}{0,33} = 0,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{-202,19 \times 10^{-3}}{0,54} - \frac{97,74 \times 1,35 \times 10^{-3}}{0,33} = -0,77 \text{ MPa}$$

(σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée.

2. Calcul des armatures verticales

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{0,77}{0,03 + 0,77} \times 2,7 = 2,6 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} a.L_T = \frac{0,77}{2} \times 200 \times 2600 = 200,2 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F}{f_e} = \frac{200,2}{400} \times 10 = 5,01 \text{ cm}^2$$

Par la combinaison : G+Q+EX MIN

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2270,19 \times 10^{-3}}{0,54} + \frac{3322,47 \times 1,35 \times 10^{-3}}{0,33} = 17,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2270,19 \times 10^{-3}}{0,54} - \frac{3322,47 \times 1,35 \times 10^{-3}}{0,33} = -9,39 \text{ MPa}$$

(σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée.

3. Calcul des armatures verticales

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{9,39}{17,8 + 9,39} \times 2,7 = 0,93m$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} a.L_T = \frac{9,39}{2} \times 200 \times 930 = 873,27 KN$$

$$A_{v3} = \frac{F}{f_e} = \frac{873,27}{400} \times 10 = 21,83cm^2$$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{\min} \geq \max(0,23b.d(f_{t28} / f_e); 0,2\%a.L_c; 0,2\%a.L) = \max(5,87cm^2; 10,4cm^2; 10,8cm^2)$$

$$A_{\min} \geq 10,8cm^2$$

Conclusion:

$$A_v = \max(A_{v1}; A_{v2}; A_{v3}; A_{\min}) = 21,83cm^2$$

⇒ la section du voile est partiellement comprimée.

➤ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4.V_u}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 420,66}{400} \times 10 = 16,2cm^2$$

$$A_{s,cal} = A_v + A_{vj} = 38,03cm^2$$

⇒ **La section d'armature verticale adoptée**

$$A_{adopté} = 44,24cm^2 \Rightarrow \mathbf{10T16+12T16}$$

$$\text{En zone d'about: } \mathbf{12T16} \Rightarrow A_v = 24,13cm^2$$

$$\text{En zone courante: } \mathbf{10T16} \Rightarrow A_v = 20,11cm^2$$

➤ **L'espacement**

1. Zone courante

$$S_t \leq \min \{1,5.a; 30cm\}$$

$$S_t \leq \min \{30; 30cm\} \rightarrow S_t \leq 30cm$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20cm$$

2. Zone d'about

$$S' \leq \frac{S_t}{2} = 10cm$$

$$\text{On adopte : } S_t = 10cm$$

b) Armatures horizontales

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{D'après le BAEL91/99: } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{44,24}{4} = 11,06 \text{ cm}^2 \\ \text{D'après le RPA: } A_H = 0,15\% B = 0,15 \frac{L.a}{100} = 8,1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% B\right) = 11,06 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_H = 11,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{15T10}$

c) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit: $4\Phi 8$

VI.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon le RPA99 [Art 7.7.2]

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} (KN) = 420,66 KN \\ a = 20 \text{ cm} \\ d = 0,9L = 2,43 \text{ m} \end{array} \right.$$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{1,4.V_u}{a.d} = \frac{420,66 \times 10^3 \times 1,4}{200 \times 2430} = 1,21 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,21 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{a.d} = \frac{420,66 \times 10^3}{200 \times 2430} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4,35 \text{ MPa} \Rightarrow \gamma_b = 1,15$$

$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VI.3.6. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 1573,21 \text{ KN}$$

$$A_s = 44,24 \text{ cm}^2$$

$$B = 5400 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1573,21}{5400 + 15 \times 44,24} \times 10 = 2,59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.21 : Détermine la nature de la section (type 01 ; 2,7 m) selon x-x

Zone	Sollicitation	N (KN)	M_{cor} (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Nature	L_T (m)	L_c (m)
1	N_{max}	2847,67	604,51	7,75	2,80	EC	0	2,70
	N_{min}	-202,19	97,74	0,03	-0,77	SPC	2,61	0,09
	M_{max}	2270,19	3322,47	17,80	-9,39	SPC	0,93	1,77
2	N_{max}	1567,95	118,99	3,39	2,42	EC	0	2,70
	N_{min}	-218,4	105,22	0,03	-0,83	SPC	2,62	0,08
	M_{max}	211,32	1130,07	5,01	-4,23	SPC	1,24	1,46
3	N_{max}	520,56	19,81	1,05	0,88	EC	0	2,70
	N_{min}	29,07	47,44	0,25	-0,14	SPC	0,98	1,72
	M_{max}	165,13	201,57	1,13	-0,52	SPC	0,85	1,85

Tableau VI.22: Résultats de ferrailage (type 01 : 2,7 m) selon x-x

		1	2	3
Armatures verticales				
F(KN)		875,36	522,92	44,10
A_v (cm²)		21,88	13,07	1,10
A_{min} (cm²)		5,89	5,89	5,89
A_{vj} (cm²)		16,20	13,84	9,35
$A_{s\text{ cal}}$ (cm²) = $A_v + A_{vj}$		38,42	26,92	10,46
$A_{v\text{ adopté}}$ (cm²)		44,24	33,86	17,27
Zone	Choix des barres	12T16	12T14	12T10

d'about	Espacement [cm]	10	10	10
Zone courante	Choix des barres	10T16	10T14	10T10
	Espacement [cm]	20	20	20
Armatures horizontales				
A_H=0,15%B selon RPA (cm²)		8,10	8,10	8,10
A_H=A_v/4 selon BAEL 91/99 (cm²)		11,06	8,47	4,32
A_Hadopté (cm²)		12,57	11,00	9,42
Choix des barres		16T10	14T10	12T10
Espacement [cm]		20	20	20

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes (type 01 : 2,70 m) selon x-x

Zone		1	2	3	Observation
Contraintes de cisaillement					
V_{u max} (KN)		420,66	359,65	242,96	
selon RPA99	τ_b (MPa)	1,21	1,04	0,70	Vérifiée
	τ̄_b (MPa)	5,00	5,00	5,00	
BAEL 91/99	τ_u (MPa)	0,87	0,74	0,50	Vérifiée
	τ̄_u (MPa)	3,33	3,33	3,33	
Contrainte de compression de béton					
N_{ser} (KN)		1573,21	801,79	321,95	Vérifiée
σ_b (MPa)		2,60	1,36	0,57	
σ̄_b (MPa)		15	15	15	

Tableau VI.24 : Détermine la nature de la section (type 02 ; 3,7 m) selon y-y

Zone	Sollicitation	N (KN)	M_{cor} (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Nature	L_T (m)	L_c (m)
1	N_{max}	2294,96	3748,61	11,36	-5,15	SPC	0,23	3,47
	N_{min}	-695,13	3479,91	6,72	-8,60	SPC	0,42	3,28
	M_{max}	2294,96	3748,61	11,36	-5,15	SPC	0,23	3,47
2	N_{max}	1711,22	1421,07	5,44	-0,82	SPC	0,10	3,60
	N_{min}	-202,81	1376,27	2,76	-3,31	SPC	0,40	3,30
	M_{max}	1711,22	1421,07	5,44	-0,82	SPC	0,10	3,60
3	N_{max}	641,69	372,43	1,69	0,05	EC	0	3,7
	N_{min}	12,14	5,05	0,03	0,01	EC	0	3,7
	M_{max}	639,33	400,79	1,75	-0,02	SPC	0,01	3,69

Tableau VI.25: Résultats de ferrailage (type 02 : 3,7 m) selon y-y

		1	2	3
Armatures verticales				
F(KN)		357,34	133,35	0,01
A_v (cm²)		14,80	14,80	14,80
A_{min} (cm²)		8,04	8,04	8,04
A_{vj} (cm²)		20,87	17,45	11,81
$A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2) = A_v + A_{vj}$		35,67	32,25	26,61
$A_{v\text{ adopté}}(\text{cm}^2)$		56,30	40,02	31,67
Zone d'about	Choix des barres	16T16	16T14	16T12
	Espacement [cm]	10	10	10
Zone	Choix des barres	12T16	12T14	12T12

courante	Espacement [cm]	20	20	20
Armatures horizontales				
$A_H=0,15\%B$ selon RPA (cm ²)		11,10	11,10	11,10
$A_H=A_v/4$ selon BAEL 91/99 (cm ²)		13,07	10,01	5,11
$A_{H\text{adopté}}$ (cm ²)		12,57	11,00	9,42
Choix des barres		16T10	14T10	12T10
Espacement [cm]		20	20	20

Tableau VI.26 : Vérification des contraintes (type 02 : 3,70 m) selon y-y

Zone		1	2	3	Observation
Contraintes de cisaillement					
$V_{u\max}$ (KN)		542,18	453,37	306,74	
selon RPA99	τ_b (MPa)	1,14	0,95	0,64	Vérifiée
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5,00	5,00	5,00	
BAEL 91/99	τ_u (MPa)	0,81	0,68	0,46	Vérifiée
	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3,33	3,33	3,33	
Contrainte de compression de béton					
N_{ser} (KN)		1101,88	888,45	427,45	Vérifiée
σ_b (MPa)		1,35	1,11	0,55	
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)		15	15	15	

Tableau.VI.27 : Ferraillages des voiles (type 01 : 2,70 m) selon x-x

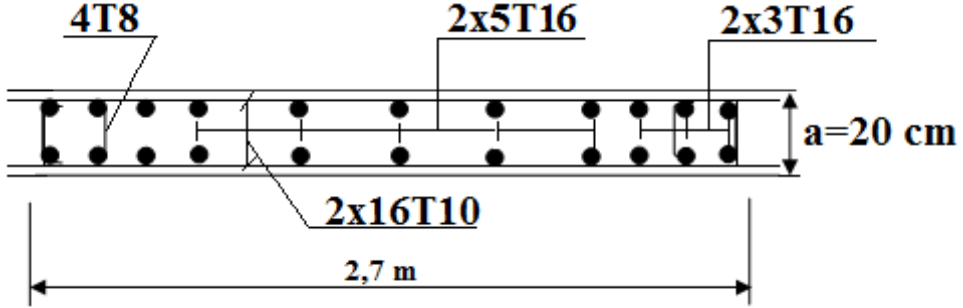
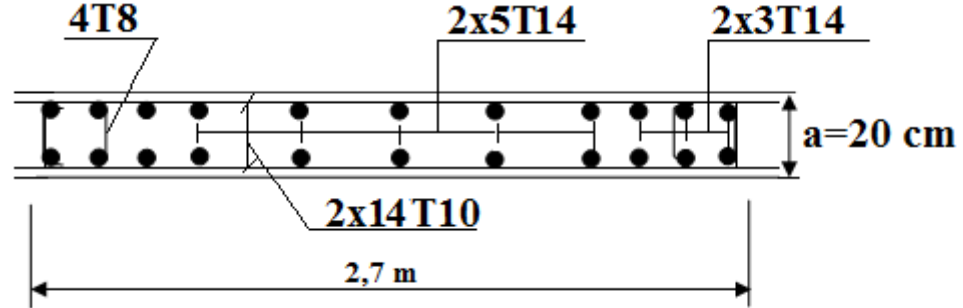
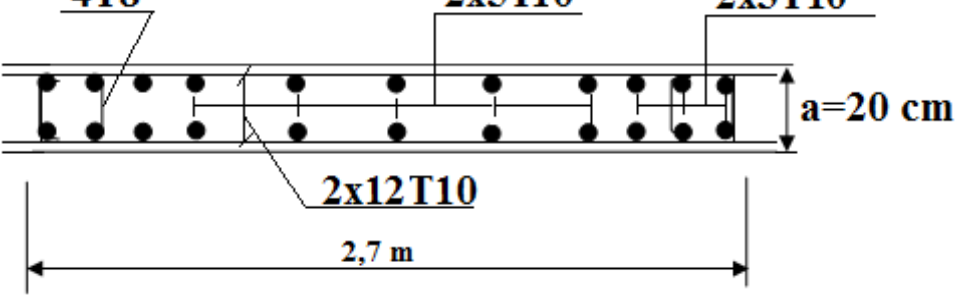
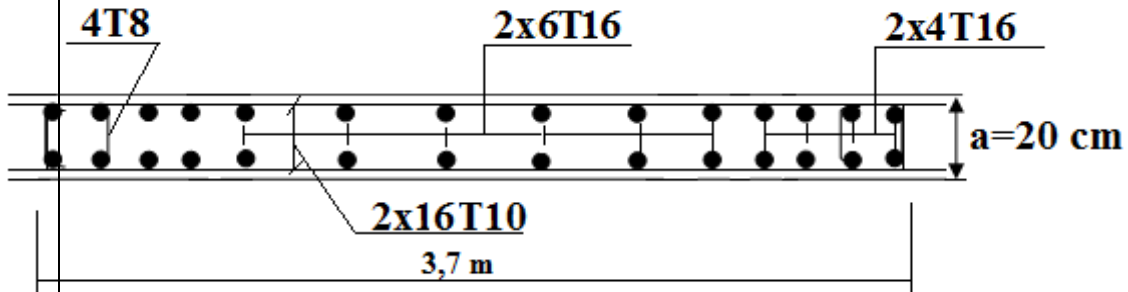
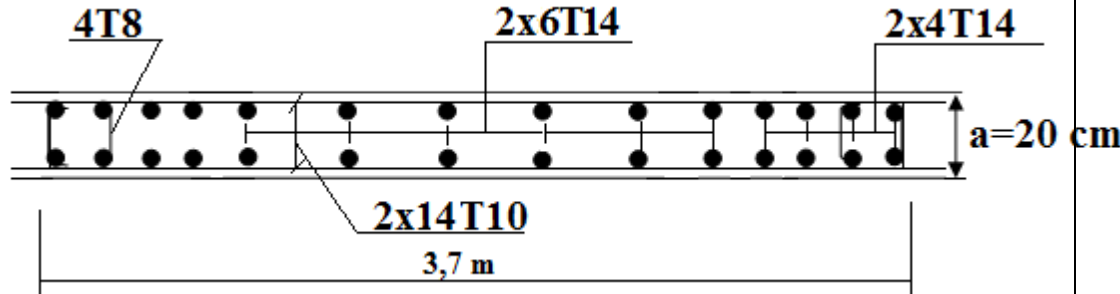
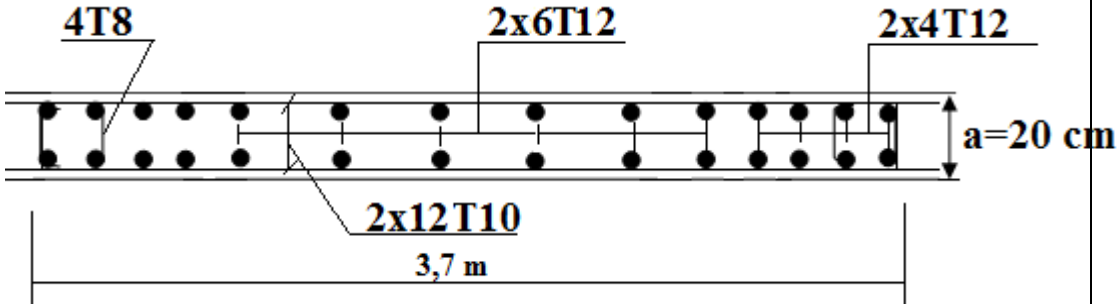
Niveaux	Type 01
1	
2	
3	

Tableau.VI.28 : Ferraillages des voiles (type 02 : 3,70 m) selon y-y

Niveau x	Type 02
1	 <p>4T8, 2x6T16, 2x4T16, a=20 cm, 2x16T10, 3,7 m</p>
2	 <p>4T8, 2x6T14, 2x4T14, a=20 cm, 2x14T10, 3,7 m</p>
3	 <p>4T8, 2x6T12, 2x4T12, a=20 cm, 2x12T10, 3,7 m</p>

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.1. Etude de voile périphérique

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 1,2 m.

VII.2. Etude de la fondation

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types des fondations :

Fondation superficielles: elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

Fondations profondes: elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

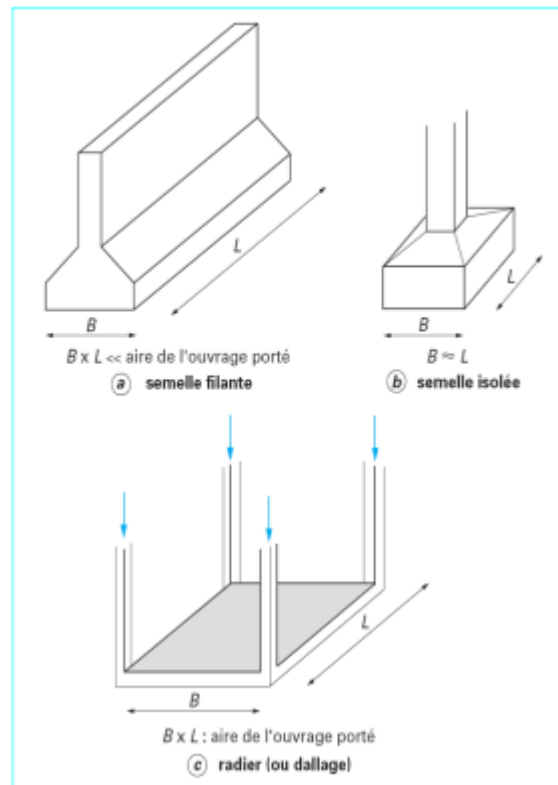


Figure VII .1: Les Fondations superficielles

VII.2.1. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bar}$.

VII.2.2. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

VII.2.3. Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VII.2.4. Calcul des surfaces revenant aux semelles

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bar}$.

VII.2.4 .1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{0,4}{0,4} = 1 = \frac{A}{B}$$

$$A \text{ est déterminé par : } S_s = A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum :

$$S_s \geq \frac{863,41}{300} = 2,88m^2$$

$$A = B = \sqrt{2,88} = 1,7m$$

$$L_{min} = 2,1 \text{ m.}$$

Il faut vérifier que : $L_{min} > 1,5 \times B$

L_{min} : L'entraxe minimum entre deux poteaux.

On a $L_{min} = 2,1m > 1,5 \times B = 1,5 \times 1,7 = 2,55m$ Condition non vérifiée.

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.2.4 .2. Semelles filantes

Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

Avec :

S_s : Section des semelles filantes.

S_b : Section du bâtiment.

La surface de la semelle filante est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $\begin{cases} N_s = \sum N_i & \text{charge qui revient à la semelle de chaque fil de poteaux et voiles.} \\ S_s = B \times L \end{cases}$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée.

Donc il résulte :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{L \cdot \bar{\sigma}_{sol}}$$

On a calculé les surfaces des semelles et les charges appropriées, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X.

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	B (m)	B _{adopté} (m)	S (m ²)
1	3238,83	25,8	300	0,42	1,2	30,96
2	2946,62	5,2	300	1,89	1,9	9,88
3	2947,77	5,2	300	1,89	1,9	9,88
4	2960,13	5,2	300	1,90	1,9	9,88
5	2959,21	5,2	300	1,90	1,9	9,88
6	1602,29	6,9	300	0,77	1,2	8,28
7	1602,08	6,9	300	0,77	1,2	8,28
						$\Sigma 87,04$

Tableau VII.2 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y.

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	B (m)	B _{adopté} (m)	S (m ²)
A	950,43	14,1	300	0,22	1,2	16,92
B	5089,53	18,2	300	0,93	1,5	27,3
C	3004,92	18,2	300	0,55	1,2	21,84
D	3402,26	18,2	300	0,62	1,2	21,84
E	2325,07	14,1	300	0,55	1,2	16,92
F	2353,7	14,1	300	0,56	1,2	16,92
G	3408,7	18,2	300	0,62	1,2	21,84
H	3007,28	18,2	300	0,55	1,2	21,84
I	5090,47	18,2	300	0,93	1,5	27,3
J	950,84	14,1	300	0,22	1,2	16,92
						$\Sigma 209,64$

$$S_s = 87,04 + 209,64 = 296,68m^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est $S_b = 431,54m^2$

✓ **Vérification**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{296,68}{431,54} = 0,69 = 69\% > 50\% \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Il est donc recommandé d'opter un **radier général**.

VII.2.5. Etude du radier général

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures). Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

VII.2.5.1. Pré dimensionnement du radier

Le poids supporté par le radier est composé par G_T et le Q_T avec:

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^6 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^6 Q_i$$

a) Combinaison d'actions

À l'ELU : $N_u = 48286,99 \text{ KN}$

À l'ELS : $N_s = 35262,22 \text{ KN}$

b) Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S_r} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N = N_s = 35262,22 \text{ KN}.$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{35262,22}{300} = 117,54 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S_b + D \cdot (\text{Périmètre}) = 431,54 + 0,5 \times 88,8 = 475,94 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S_{bat}: Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est : $S_r = 475,94m^2$

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

$$\text{À l'ELU : } S_r \geq \frac{N_u}{1,3 \cdot \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{48286,99}{1,3 \times 300} = 123,81m^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{À l'ELS : } S_r \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{35262,22}{300} = 117,54m^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.5.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

✓ Critère de rigidité

$$\frac{L_{max}}{25} \leq d \leq \frac{L_{max}}{20} \quad , \text{avec } \Rightarrow L_{max} = 500\text{cm}$$

$$20\text{cm} \leq d \leq 25\text{cm}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

L_{max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.

On prend $h_r = 40\text{cm}$; $d = 35 \text{ cm}$

✓ Critère de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,06 \cdot f_{c28}$$

Avec

V_u : L'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1m \cdot \left(\frac{N_u}{S}\right) \cdot L}{2} = \frac{1 \times \left(\frac{48286,99}{475,94}\right) \times 5}{2} = 253,64 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{253,64 \times 10^3}{10^3 \times 350} = 0,72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.5.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 56\text{cm} \leq h \leq 83\text{cm}$$

On prend comme dimension : **h = 70cm, d=63cm, b = 40cm.**

VII.2.5.4. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \left[0,4 \times 475,94 + 0,7 \times 0,4 \times 298 \right] = 6845,4 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 35262,22 + 6845,40 = 45107,62 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{45107,62}{475,94} = 94,76 \text{ KN/m}^2 < 300 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5.5. La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \times (0,7)^3}{12} = 0,0114 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,4\text{m}$.

K : coefficient de raideur du sol (On a un bon sol donc $K=5000 \text{ KN/m}^3$).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,0114}{5000 \times 0,4}} = 5,20 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,16 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre axes des poteaux

VII.2.5.6. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour.

- **Sous voiles :(voile le plus sollicité)**

$$N_{u,\text{voil}} = 2148,81 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(e + L + 2h) = 2(0,2 + 2,7 + 2 \times 0,7) = 8,6 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 8,6 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 6772,5 \text{ KN}$$

$N_u = 2148,81KN < 6772,5KN$ Condition vérifiée.

- **Sous poteaux :(Poteau le plus sollicité)**

$$N_{u,pot} = 1184,75KN$$

$$\mu_c = 2((a+h) + 2h) = 2((0,4+0,4) + 2 \times 0,7) = 4,4m$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 2310KN$$

$N_u = 1184,75KN < 2310KN$ Condition vérifiée.

VII.2.5.7.Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification d'un radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin d'assurer le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S_{rad}$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{radier} + W_{bat} = 6845,4 + 21622,74 = 28468,14KN.$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement **F_s = 1,5**.

γ : Poids volumique de l'eau $\gamma = 10KN / m^3$.

Z : Profondeur de l'infrastructure ($Z = 2$ m).

$$W = 28468,14KN > F_s \times \gamma \times Z \times S_{rad} = 1,5 \times 10 \times 2 \times 475,94 = 14278,2KN$$

⇒ Condition vérifiée (Pas de risque de soulèvement).

VII.2.5.8.Caractéristique géométrique du radier

❖ Position du centre de gravité

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}.$$

$$X_G = 12,77m$$

$$Y_G = 8,98m$$

❖ Moments d'inertie

$$I_{xx} = 14049,44m^4$$

$$I_{yy} = 27876,33m^4$$

VII.2.5.9. Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur.

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de structure.

V : L'effort tranchant à la base de structure.

h : Profondeur de l'infrastructure (2 m).

$$M_{sx} = W \times b_x = 28468,14 \times 12,77 = 363538,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = W \times b_y = 28468,14 \times 8,98 = 255643,90 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_{rx} = 26771,56 + 1884,11 \times 2 = 30539,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 30055,61 + 2115,31 \times 2 = 34286,23 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = 11,90 > 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = 7,46 > 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

✓ D'après l'**RPA99/version2003** le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L}{4}$$

Avec :

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort globale de la structure.

Tableau VII.3: Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0.8G+E	G+Q+E
--	---------------	--------------

	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	68441,04	68441,04	98387,15	98387,15
M_{str} (KN.m)	12338,76	6218,63	17737,61	8559,24
e (m)	0,18	0,09	0,18	0,08
L/4 (m)	6,55	4,65	6,55	4,65
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.2.5.10. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

On doit vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,5\sigma_{adm}$$

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par:

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.

	0.8G+E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	68441,04	68441,04	98387,15	98387,15
M_{str} (KN.m)	12338,76	6218,63	17737,61	8559,24
V(m)	12,77	8,98	12,77	8,98
I (m⁴)	14049,41	27676,33	14049,41	27676,33
B (m²)	475,94	475,94	475,94	475,94
$\sigma_1(KN/m^2)$	155,02	145,82	222,84	209,50
$\sigma_2(KN/m^2)$	132,59	141,78	190,60	203,94

$\sigma_{moy} (KN / m^2)$	149,41	144,81	214,78	208,11
$\sigma_{adm} (KN / m^2)$	300	300	300	300
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.2.6.Ferraillage des panneaux du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le BAEL91/99, le ferraillage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

❖ Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens.

Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens

Si $\alpha > 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : La petite portée de panneau ($L_x=3,8$ m).

L_y : La grande portée de panneau ($L_y=5$ m).

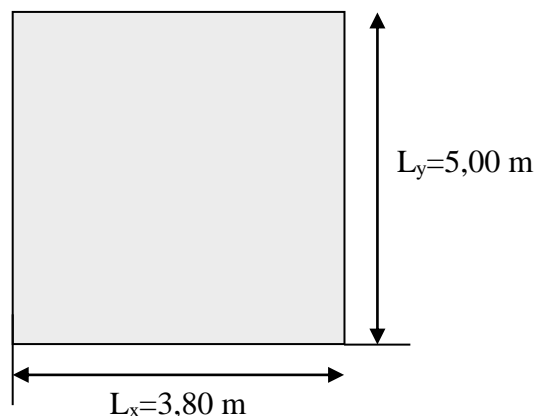


Figure VII .2 : Les panneaux des fondations (le panneau le plus sollicité).

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{5} = 0,76 > 0,4 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens.}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Dans le sens de la petite portée :
 - **En travée** : $M_{tx} = 0,75M_x$
 - **Sur appuis** : $M_{ax} = -0,5M_x$
- Dans le sens de la grande portée :
 - **En travée** : $M_{ty} = 0,75M_y$
 - **Sur appuis** : $M_{ay} = -0,5M_y$

❖ **Evaluation des Charges et Surcharges**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{48286,99}{475,94} = 101,46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{35262,32}{475,94} = 74,09 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII.5 : Les moments au centre de la dalle.

L'ELU			L'ELS		
α	μ_x	μ_y	α	μ_x	μ_y
0,76	0,0610	0,525	0,76	0,0674	0,657
$M_x = \mu_x q L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$	$M_x = \mu_x q L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$
89,37 (KN.m)		46,92(KN.m)	72,11(KN.m)		43,38(KN.m)

Tableau VII.6 : Les moments en travée et en appuis.

	Dans le sens de la petite portée		Dans le sens de la grande portée	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
	$M_{tx} = 0,75M_x$	$M_{ax} = 0,5M_x$	$M_{ty} = 0,75M_y$	$M_{ay} = 0,5M_y$
L'ELU (KN.m)	67,03	44,69	35,19	23,46
L'ELS (KN.m)	54,08	36,06	32,54	21,69

❖ **Espacement maximal** :

Fissuration préjudiciable :

$$S_{tx} \leq \text{Min}(33\text{cm}, 3h) \Rightarrow S_{tx} = 20\text{cm}$$

$$S_{ty} \leq \text{Min}(45\text{cm}, 4h) \Rightarrow S_{ty} = 20\text{cm}$$

❖ Calcul des armatures à L'ELU

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2.f_{bc}} \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s}$$

Tableau VII.7 : Calcul des armatures de radier a l'ELU.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	67,031	44,692	35,193	23,460
μ_{bu}	0,009	0,006	0,005	0,003
A' (cm ² /ml)	0,000	0,000	0,000	0,000
A_s (cm ² /ml)	2,688	1,789	1,408	0,938
$A_{s,min}$ (cm ² /ml)	8,694	8,694	8,694	8,694
Choix des barres	5T16	5T16	5T16	5T16
$A_{s,adoptée}$ (cm ²)	10,05	10,05	10,05	10,05
Espacement (cm)	20	20	20	20

✓ Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$$

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.

Position		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observatio n
Sens X-X	Travée	54,08	13,3 0	597858,9 9	0,09	1,20	79,64	Vérifié
	Appui	36,06	13,3	597858,9	0,06	0,80	53,10	Vérifié

	s		0	9				
Sens	Travée	32,54	13,3	597858,9	0,05	0,72	47,92	Vérifié
Y-Y	Appuis	21,69	13,3	597858,9	0,04	0,48	31,94	Vérifié

VII.2.7.Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur L = 0.5 m, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur b = 1 m.

$$M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2}$$

Tableau VII.9 : Le ferrailage de débord à l'ELU.

$M_u (KN.m)$	μ_{bu}	μ_1	β_u	$A_s (cm^2/ml)$	$A_{s,min} (cm^2/ml)$	Choix des barres	$A_{s,adoptée} (cm^2)$
12,68	0,002	0,392	0,998	0,51	8,69	5T16	10,05

✓ **Vérification à l'ELS**

$$M_{\max} = \frac{q_s L^2}{2}$$

Tableau VII.10 : La vérification de débords à l'ELS.

$M_{ser} (KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{st} (MPa)$	Observation
9,26	13,30	597858,99	0,02	0,21	13,64	Vérifié

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa).$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 20,29KN$$

$$\tau_u = 0,028 \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

Condition vérifiée.

VII.2.8.Ferraillage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les

charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VII.2.8.1.Sens longitudinal (Y) :

$$L_{\max} = 4,60 \text{ m}$$

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x_1}^2}{3 \cdot L_{y_1}^2} \right) \cdot L_{x_1} + \left(1 - \frac{L_{x_2}^2}{3 \cdot L_{y_1}^2} \right) \cdot L_{x_2} \right]$$

Avec : $L_{x1} = 2,1 \text{ m}$

$$L_{y1} = 4,60 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 3,1 \text{ m}$$

$$Q = 101,46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q' = \frac{101,46}{2} \left[\left(1 - \frac{2,1^2}{3 \times 4,6^2} \right) \cdot 2,1 + \left(1 - \frac{3,1^2}{3 \times 4,6^2} \right) \cdot 3,1 \right] = 232,38 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{232,38 \times 4,6^2}{8} = 614,65 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du ferraillage

➤ En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 614,65 = 522,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{522,45 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,232 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,2 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{522,45 \times 10^3}{0,866 \times 63 \times 348} = 27,52 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : 4T16+4T16+4T16 **A=32,16 cm²**

➤ En appuis

- Appuis intermédiaires

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 614,65 = 307,33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{307,33 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,137 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,2 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{307,33 \times 10^3}{0,929 \times 63 \times 348} = 15,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T16+4T16A = 16,08cm²**

- **Appuis de rive**

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 614,65 = 122,93 \quad \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{122,93 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,055 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,2 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{122,93 \times 10^3}{0,973 \times 63 \times 348} = 5,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T14 A = 6,16cm²**

VII.2.8.2.Sens transversal

- **Calcul de Q'**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x_1}$$

Tel que : Q = 101,46 KN/m²

$$L_{x_1} = 2,1 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 101,46 \times 2,1 = 142,04 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{142,04 \times 2,1^2}{8} = 78,30 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

- **En travée**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 78,30 = 66,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66,56 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,2 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{66,56 \times 10^3}{0,986 \times 63 \times 348} = 3,08 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte **4T12+4T12 +4T12** **A=13,56cm²**

➤ **En appuis**

• **Appuis intermédiaires**

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5 \times 78,30 = 39,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,15 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,2 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{39,15 \times 10^3}{0,992 \times 63 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : **4T14+2T12** **A = 8,42 cm².**

• **Appuis de rive**

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 78,30 = 15,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,06 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,2 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{15,06 \times 10^3}{0,995 \times 63 \times 348} = 0,69 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte : **4T12** **A =9,04cm².**

VII.2.9.Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(70 - 0,1f_e) = 60 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a = 70 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque coté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est

préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section (h x b₀) = (0,70 x 0,40) m², on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b_0 + h) [cm^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2(0,40 + 0,7) = 6,6cm^2$$

On adopte : **4T16 Fil** **A_{Sp} = 8,04cm².**

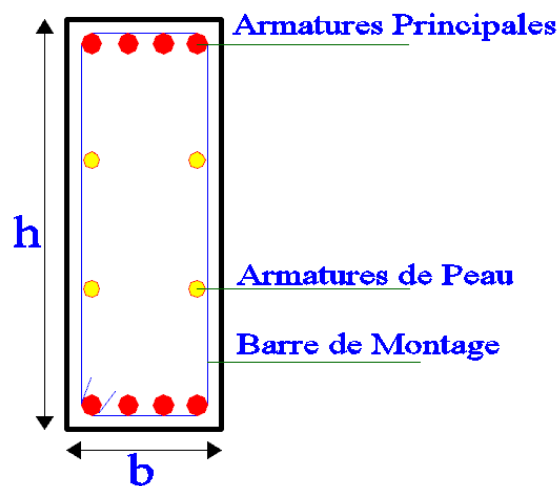


Figure VII.3 : Les armatures de la poutre de libage.

VII.2. 10. Contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 253,65KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{253,65 \times 10^3}{400 \times 630} = 1,01MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,50MPa.$$

$$\tau_u = 1,01MPa < \bar{\tau}_u = 2,50MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures transversales**

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20mm; 12mm; 40mm) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min(17,5 ; 12) = 12\text{cm}$$

on prend $S_t = 15\text{cm}$.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(1,01 - 0,3 \times 2,1) \times 40 \times 15}{0,8 \times 400} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit $2T12+2T10A=3,84\text{cm}^2$.

VII.2.11. Schéma de ferrailage du radier et poutre de libage

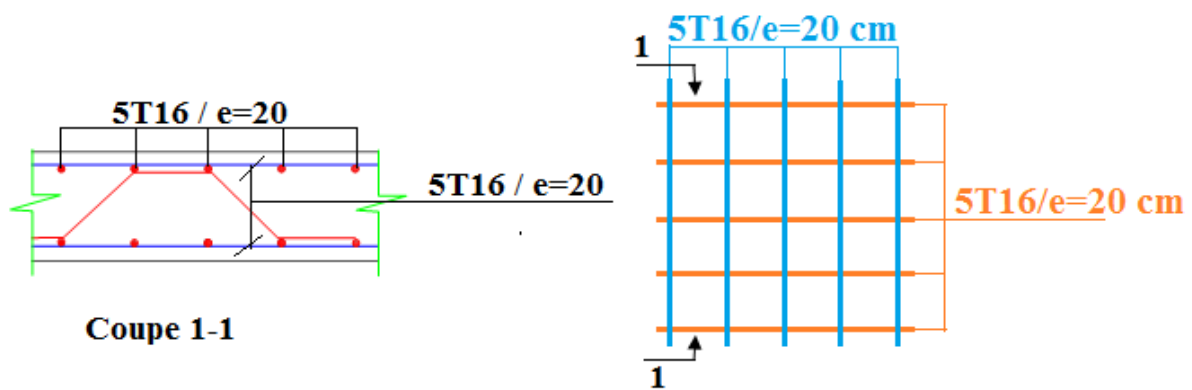


Figure.VI.4: Schéma de ferrailage du radier.

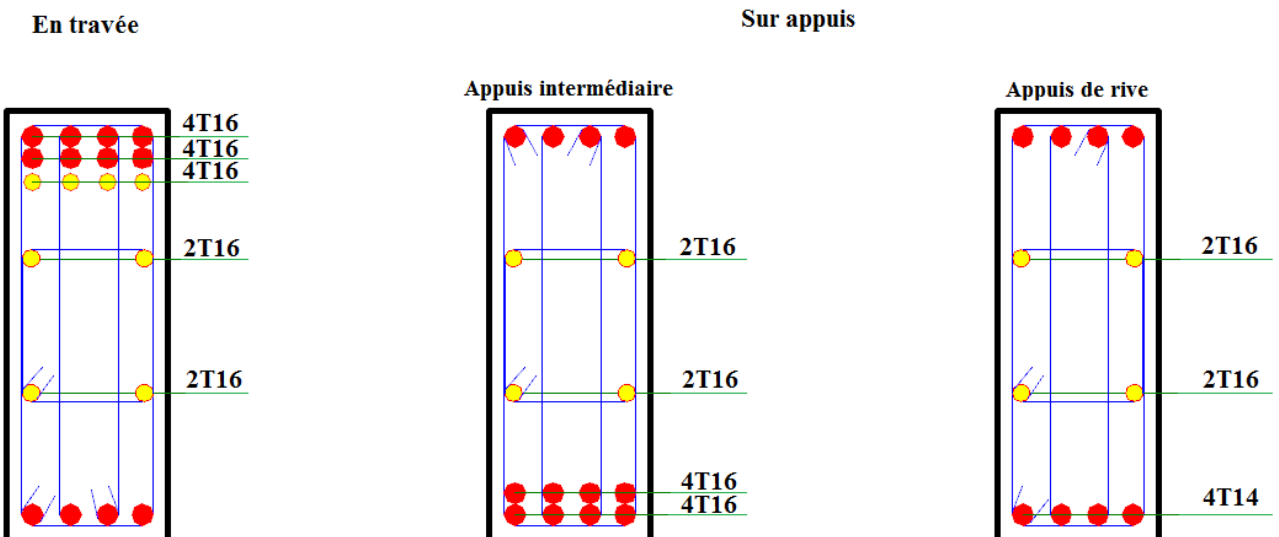


Figure VII.5 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

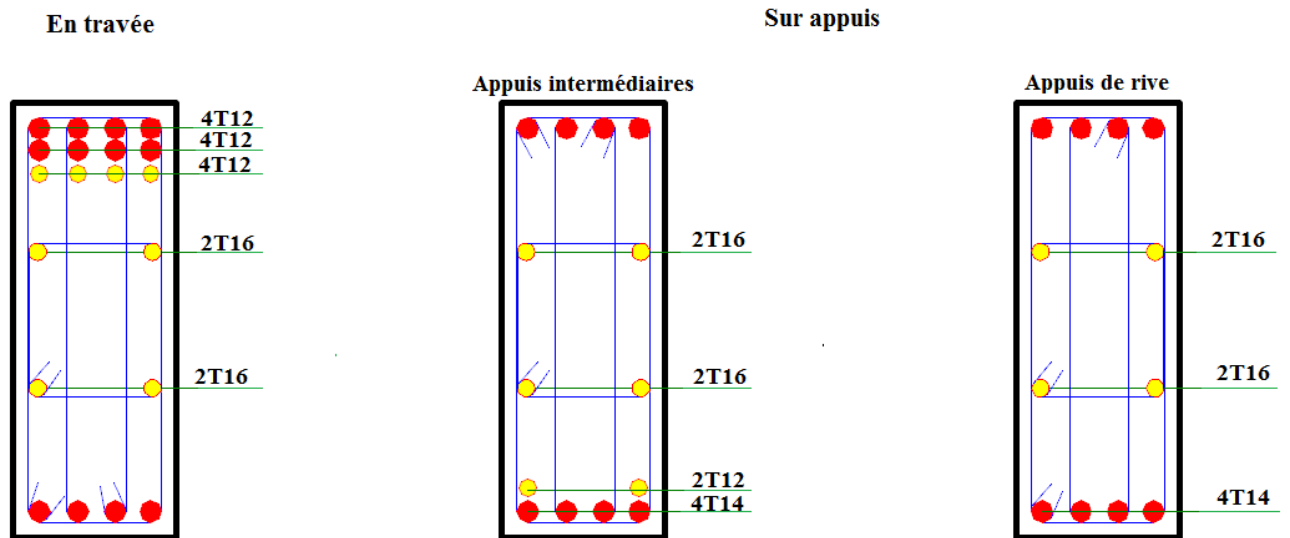


Figure VII.6 : Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)

VII.3. La Longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$.

VII.3.1. Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site rocheux S1) on prend une section de (30x30) cm².

VII.3.2. Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6T12** $A_{\text{adoptée}} = 6,79 \text{ cm}^2$.

➤ Armatures transversales

Espacement : $S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$

Donc : $S_t \leq 24,3 \text{ cm}$

Soit : $S_t \leq 15 \text{ cm}$

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \leq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Le choix : **2T8** $A_{\text{adoptée}} = 1,01 \text{ cm}^2$.

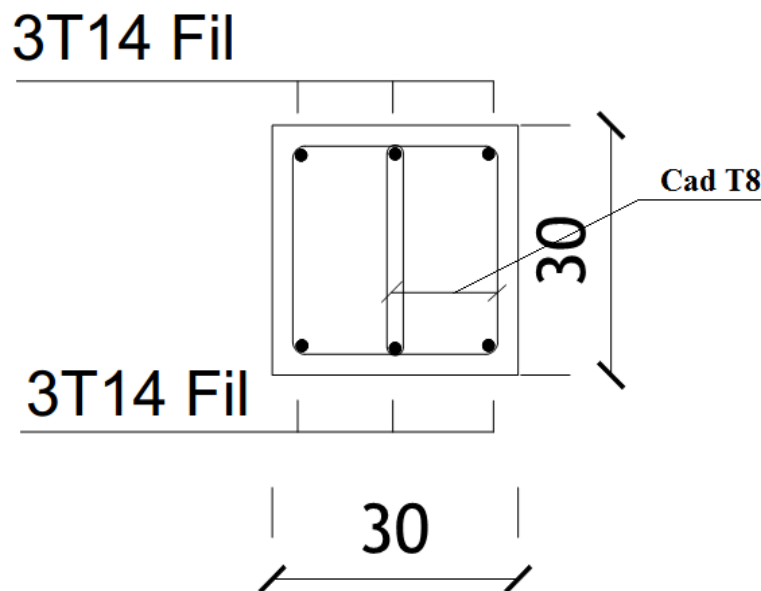


Figure VII.7 : Disposition des armatures de longrine.

Partie III

Analyse Dynamique

Temporel par

Acceleroigrammes

Introduction

Selon le RPA 99, différents types de données de mouvements de sol pour l'analyse de la réponse sismique des structures peuvent être définis en fonction des données disponibles, les méthodes d'analyse sismique des structures peuvent être classées en trois groupes : méthode d'analyse temporelles, méthode d'analyse modale spectral, La méthode statique équivalente. Dans la présente étude on a déjà utilisé **la méthode modale spectrale** dans le chapitre V et on va utiliser **la méthode d'analyse temporelle**.

I.1.1.Méthodes d'analyse temporelle

Selon la réglementation, cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

I.1.2.Méthodes d'analyse modale Spectral

Les analyses modales spectrales sont des outils d'analyse des demandes induites dans les structures par un spectre de réponse d'un mouvement de sol donné pour déterminer les quantités maximales de réponses. Les modèles d'analyse utilisés pour l'analyse modale spectrale sont des modèles linéaires élastiques basés sur les propriétés efficaces des rigidités et un coefficient d'amortissement visqueux. C'est la méthode préférée de nombreux ingénieurs en structure pour de nombreuses raisons. La première est que la méthode permet une analyse statique latérale équivalente sous charge sismique.

Deuxièmement, elle permet de mieux comprendre l'influence de chaque mode de vibration sur la réponse totale de la structure. Troisièmement, elle permet de déterminer les forces de calcul dans chaque élément de la structure relativement facile Enfin, il peut être utile pour l'évaluation appropriée de la fiabilité et de la sécurité des ouvrages sous charges sismiques.

I.2.Analyse dynamique temporelle de la structure

La méthode temporelle est base sur un signal sismique (par accélérogramme). Ce dernier est obtenu à l'aide d'un utile informatique qui s'appelle « seismoselect », qui sélectionne des acceleroigrammes à partir d'un spectre de réponse dite cible pris par le Règlement Parasismique Algérien afin de les utilisés par la méthode d'analyse dynamique selon des paramètres sismiques à savoir la distance épacentrale, la magnitude, la durée du séisme et la classe du sol...etc.

I.2.1. Sélection des enregistrements historiques

Les enregistrements sismiques correspondant à un cas d'étude sont des événements réels caractérisés en termes de succession, d'intensité et la durée des impulsions de mouvement du sol. La base de données utilisée pour sélectionner les histoires temporelles du mouvement de sol est PEER (Le Pacific Earthquake Engineering Research Center). La sélection des enregistrements sismiques à partir d'une base de données signifie le choix d'enregistrements sismiques qui répondent le mieux aux critères de sélection spécifiés par l'utilisateur. La figure 2-2 présente la fenêtre principale de la base donnée PEER utilisée pour la sélection des mouvements sismiques.

PEER Ground Motion Database *NGA-West2*
Pacific Earthquake Engineering Research Center

HOME DOCUMENTATION HELP SUBSCRIBE PEER

IBRAHIMHGOUN1234@GMAIL.COM SIGN_OUT

New Search

Load Sample Input Values Clear Input Values

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile.
You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,..RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type : All Types ▾

Magnitude :

min,max

R_JB(km) :

min,max

R_rn(km) :

Suite

Spectral Ordinate : SRSS ▾

Damping Ratio : 5% ▾

Suite Average : Arithmetic ▾

Figure I.1 : Sélection des accélérations sismiques.

I.2.2.L'application sur le logiciel

❖ Sélection et génération des accélérogrammes :

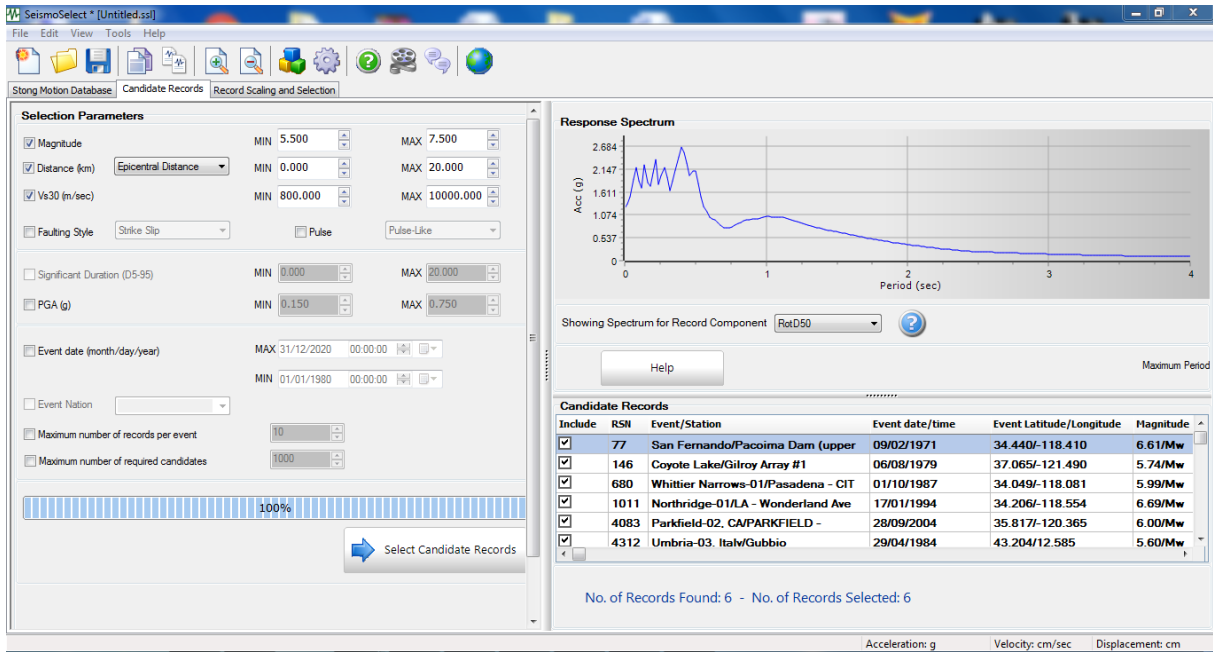
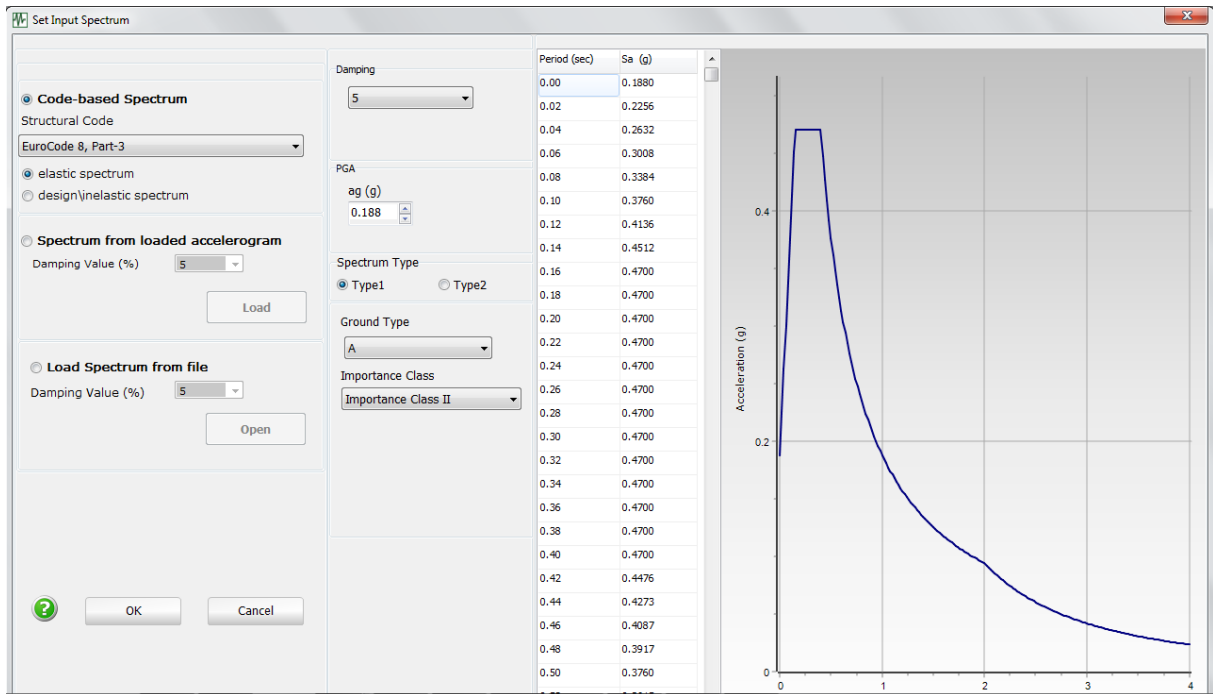


Figure I.2 : Sélection des accelerogrammes.

I.2.3.Définir le spectre cible



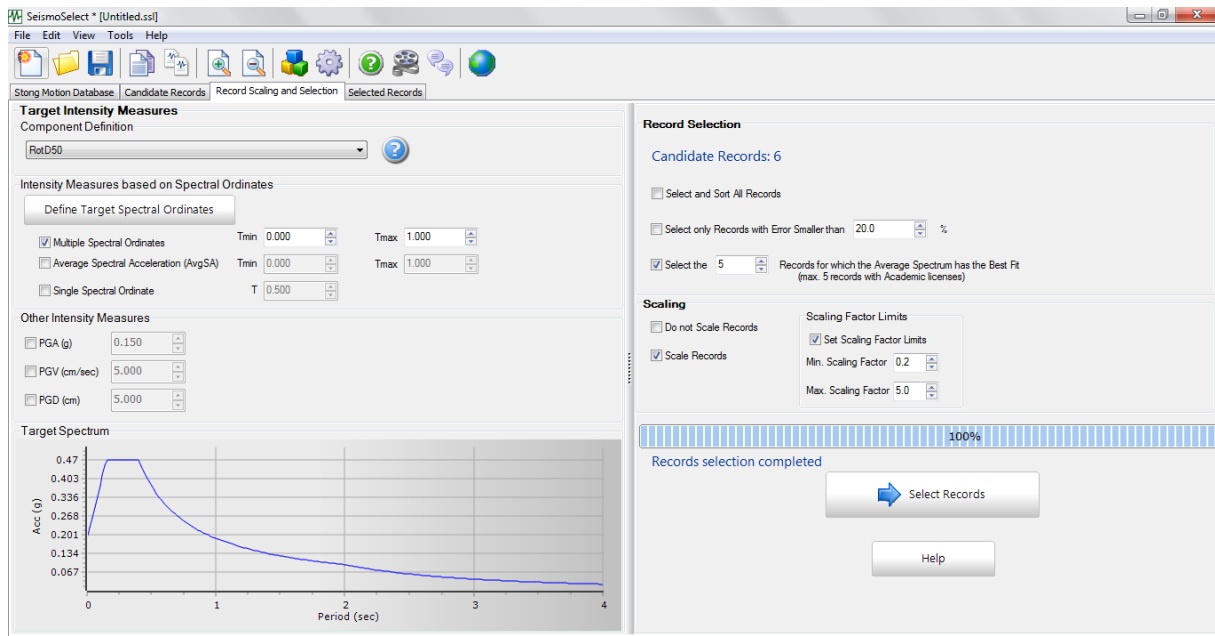


Figure I.3 : Spectre de réponse élastique cible.

I.2.4.Sélectionner des enregistrements

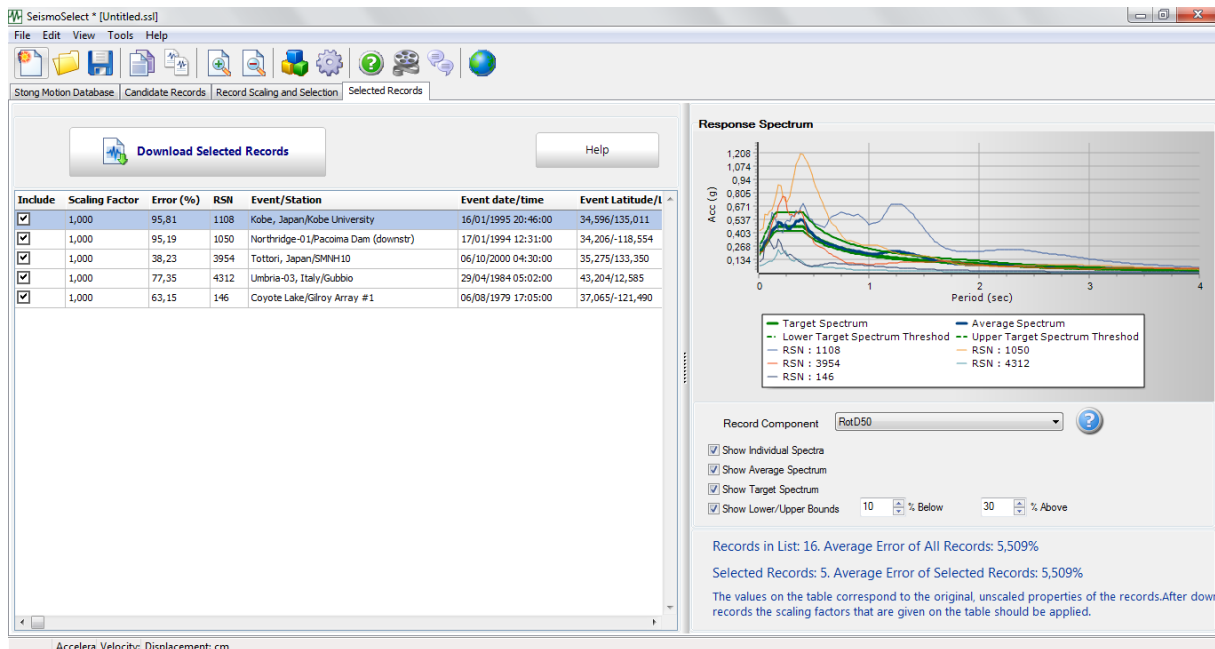


Figure I.4 : Enregistrements sélectionnés.

Cinq (05) enregistrements sismiques ont d'abord été pris en considération (Tableau 2.2). Ces enregistrements comprennent les mouvements du sol de magnitude (M) comprise entre 5,5 et 7,5 avec un (la distance la plus proche entre la station d'enregistrement et le plan de rupture compris entre 0 km et 20 km. Le type de sol a été défini en utilisant la vitesse de l'onde de cisaillement à la couche de sol la plus élevée de 30 m. Elle est à noter que pour un site de catégorie S1 (sol rocheux) on a $V_{s,30} \geq 800m/s$ (voir le Tableau I-1 Partie I). Le tableau I-1

représente les enregistrements sismiques sélectionnés avec magnitude (M), la distance la plus proche entre la station d'enregistrement et le plan de rupture (R_{rup}) et la vitesse de l'onde de cisaillement pour les 30 mètres supérieurs ($V_{s,30}$). L'histoire temporelle de ces mouvements est illustrée par la figure I-5. Les spectres de réponse de ces accélérogrammes sont donnés avec le spectre cible par la figure I-6 à l'aide de logiciel seismoSelect .

Tableau I.1 : Mouvements sismiques sélectionnées.

Evènement	Année	Station	Magnitude	R_{rup} (Km)	$V_{s,30}$ (m/s)
Coyote Lake	1979	Gilroy Array #1	5.74	10.67	1428.14
Northridge-01	1994	Pacoima Dam (downstr)	6.69	7.01	2016.13
Kobe, Japan	1995	Kobe University	6.9	0.92	1043.0
Tottori, Japan	2000	SMNH10	6.61	15.59	967.27
Umbria-03, Italy	1984	Gubbio	5.6	15.72	922.0

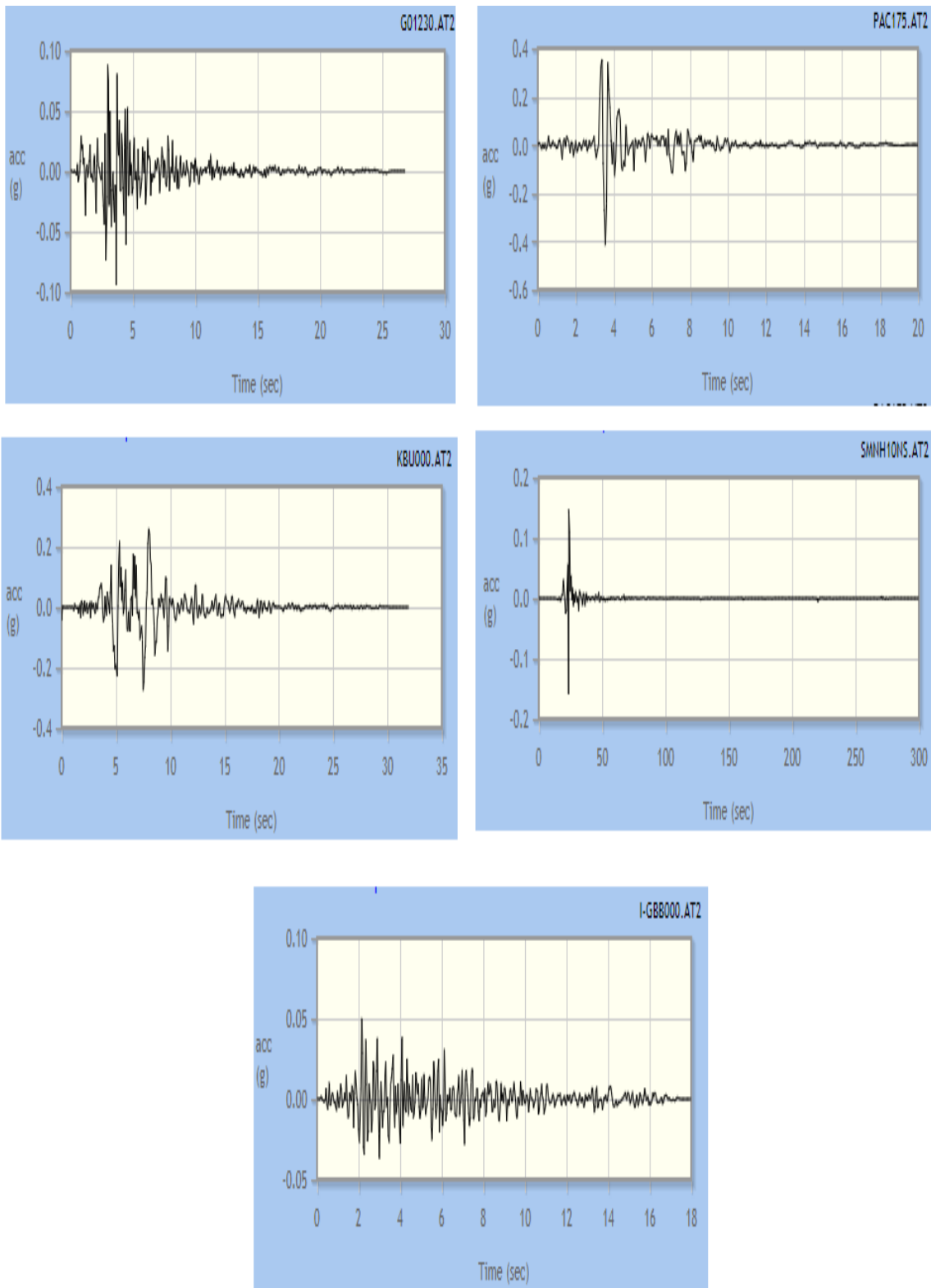


Figure I.5: Accélogrammes des séismes sélectionnés.

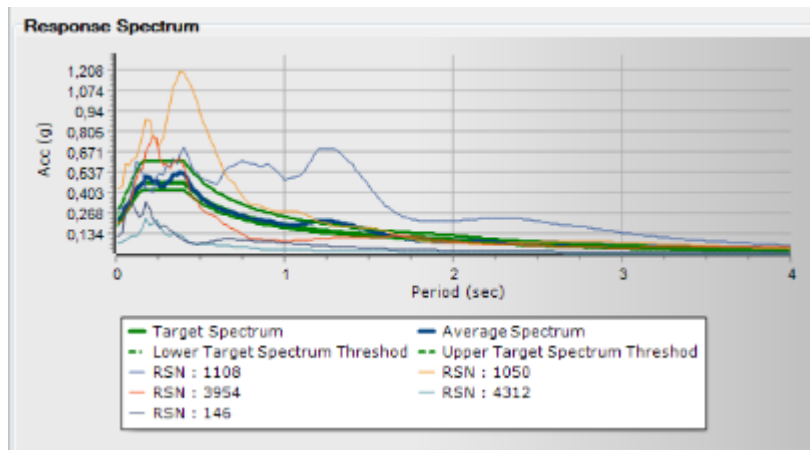


Figure I.6 : Spectres de réponse des séismes sélectionnés et le spectre de réponse cible.

I.3.Choix des accélerogrammes pour les analyses temporelles élastiques

Les analyses temporelles élastiques consistent à appliquer une série d'accélerogrammes aux modèles définis précédemment compatibles avec le spectre de réponse élastique précédemment amorti à 5%. À cet effet, les enregistrements sismiques utilisés pour effectuer ces analyses ont été choisis en fonction des recommandations formulées. Pour ces analyses, nous avons appliqué à la structure les 05 enregistrements sismiques sélectionnés.

I.3.1.Définition de la fonction temporelle

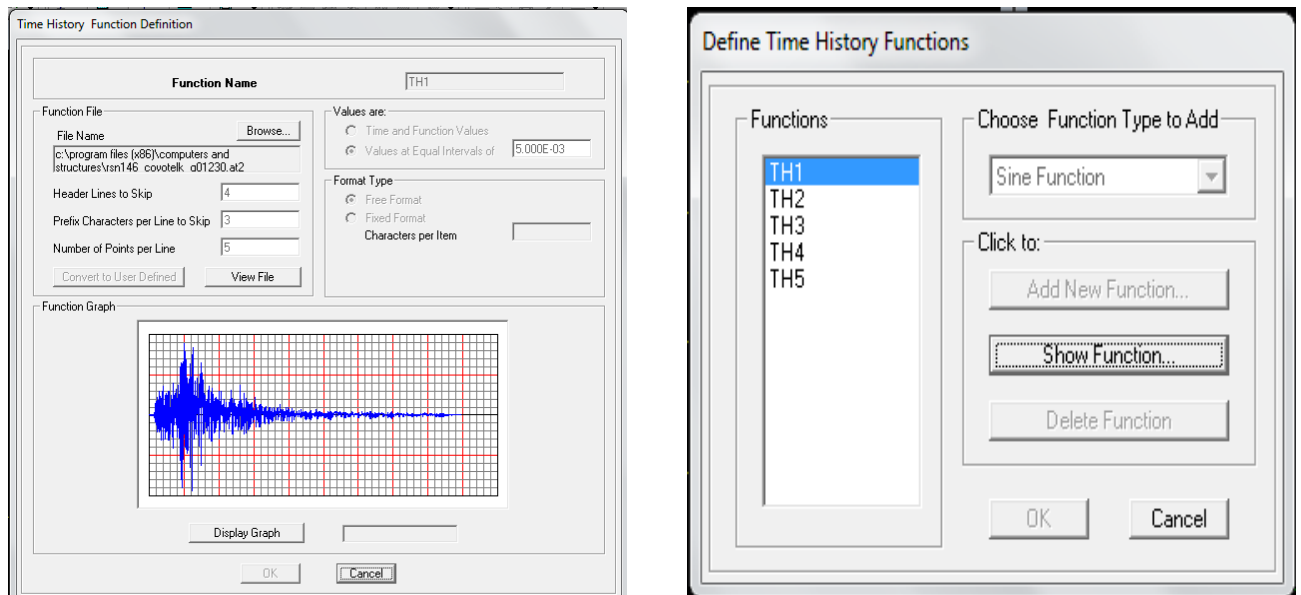


Figure I.7: Les fonctions temporelles.

I.3.2. Définition des fonctions temporelles pour chaque enregistrement

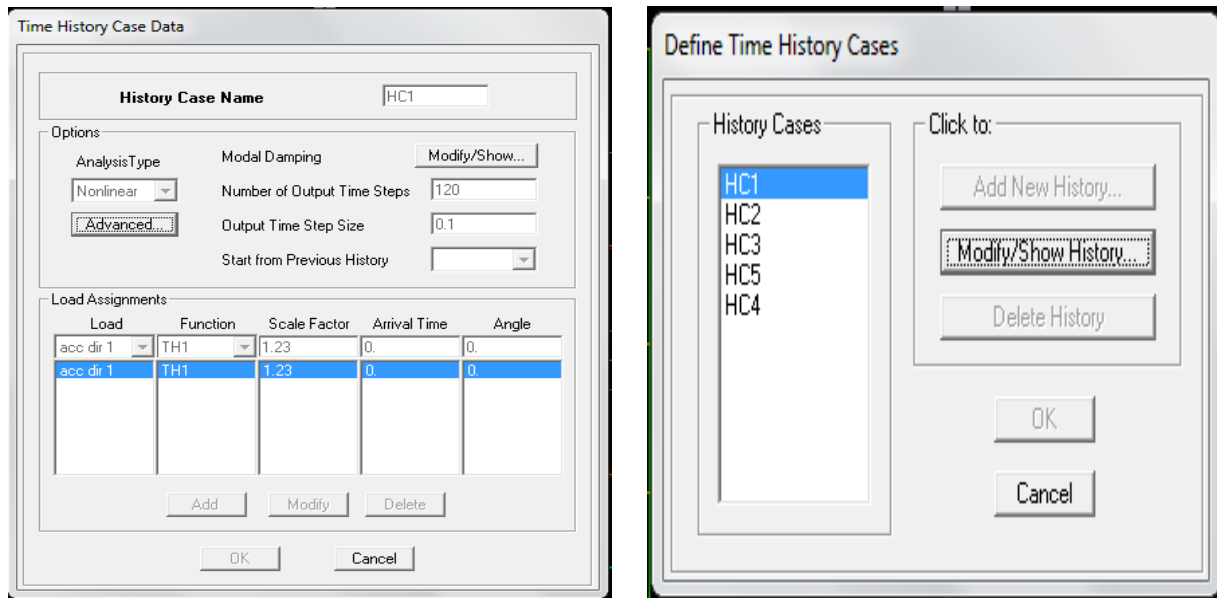


Figure I.8 :Les cas d'historique temporel.

I.3. 3. Définir les noms de cas de charge statique

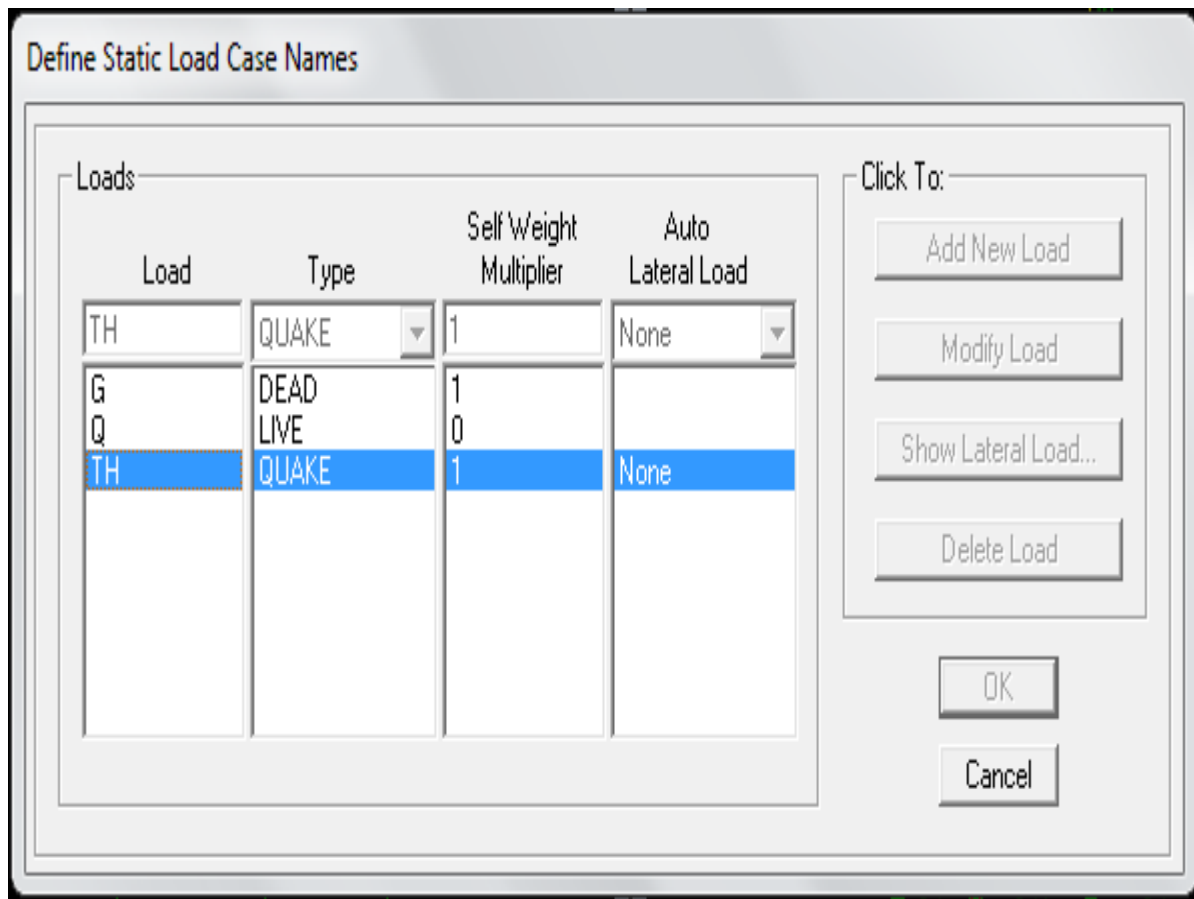


Figure I.9 :Définir la charge.

Les résultats obtenus pour chaque accélérogrammes sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau I.2: Déplacements relatifs maximums au sommet du portique sous enregistrements.

Evènement	Nœud 23	
	$U_{\max} (cm)$	$U_{\min} (cm)$
Coyote Lake	0,101	-0,092
Northridge-01	0,089	-0,113
Kobe, Japan	0,495	-0,493
Tottori, Japan	0,250	-0,261
Umbria-03, Italy	0,126	-0,149

Tableau I.3: Moment fléchissant et effort tranchant de lapoutre sous enregistrements.

Evènement	Poutre 26			
	$M_{\max} (KN.m)$	$M_{\min} (KN.m)$	$T_{\max} (KN.m)$	$T_{\min} (KN.m)$
Coyote Lake	1,146	-1,055	0,658	-0,608
Northridge-01	1,860	-1,823	1,080	-1,050
Kobe, Japan	4,952	-4,530	2,768	-2,557
Tottori, Japan	2,480	-2,604	1,374	-1,442
Umbria-03, Italy	1,153	-1,540	0,636	-0,853

Les résultats moyens (médians) obtenus en termes de déplacement, moment fléchissant et effort tranchant des différents points de mesures sont récapitulé dans le tableau ci-après :

Tableau I.4 : Les résultats moyens de l'Analyse modale spectrale et l'analyse temporelle

		Analyse modale spectrale	Analyse Temporelle
		Spectre cible RPA	Par Accelerogramme
Nœud	Déplacement (m)	0,52	0,212
Poutre	Moment fléchissant (KN.m)	7,27	2,318
	Effort tranchant (KN)	9,11	1,303

A la lumière des résultats obtenus par intégration temporelles et spectrales on conclut les points suivant:

- ✓ Les résultats obtenus sous enregistrements (Tableau I -2 et I-3) sont différents d'un signal à un autre et les valeurs moyennes sont plus faibles par rapport à ceux obtenus par la méthode modale spectrale (Tableau I-4).
- ✓ On remarque que les résultats obtenus en termes de moment fléchissant dans la poutre pour l'analyse modale spectrale sont plus élevés que ceux obtenus par les analyses temporelles sous les enregistrements.

Conclusion

Dans ce chapitre On a effectué une comparaison entre les réponses linéaires obtenues par ces deux types d'analyses en termes de déplacement, effort tranchant et moment fléchissant. Les résultats obtenus à partir de ces analyses montrent d'abord que la méthode traitement à un effet considérable sur les résultats. Ces résultats correspondent à un seul cas de bâtiments. D'autres études sur d'autres structures sont nécessaires à faire pour aboutir à des résultats plus généraux

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul et de sélection ainsi que, la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'étudier le bâtiment soumis au chargement sismique, les résultats trouvés nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de la structure.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Le présent travail fait l'objet de l'étude de la réponse sismique d'une structure en béton armé par analyse modale spectrale et des analyses temporelles sous mouvements sismiques étalonnés. Le spectre de réponse élastique des règles parasismiques algériennes RPA99/2003 a été utilisé pour l'analyse modale spectrale. On remarque que les analyses spectrales modales produisent des résultats plus élevés que ceux obtenus par les analyses temporelles.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et que ceci nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique. Nous recommandons aux promotions futures d'étudier autres cas de structures pour avoir des résultats plus générales, de considérer d'autres méthodes d'étalonnage et de prendre en compte le comportement non linéaire des structures car c'est dans ce cas où l'analyse temporelle deviennent nécessaire.

Bibliographie

Bibliographie

- **Réglementations et Lois imposée :**

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

- **Anciens mémoires de fin d'étude :**

- MANSOURI, S., 2016. Analyse non linéaire d'une structure en voile. Mémoire de master en génie civil. Université Mohamed Boudiaf - M'sila, faculté de technologie.
- ABDELMALEK, R. Analyse dynamique non linéaire par éléments finis des voiles en béton armé avec prise en compte des conditions du sol. Mémoire de magister en génie civil. Université Hadj Lakhdar-Batna, institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture.
- MOULAY, A., MAHGOUN, F., 2018. Etude d'un bâtiment en R+4 à usage d'habitation. Mémoire de master en génie civil. Centre universitaire de Tissemsilt, institut des sciences et de la technologie.
- BELKACEMI, A., BOUDOURE, Y., 2018. Etude d'un bâtiment en R+8 en béton armé à usage multiple Avec contreventement voile porteur. Mémoire de master en génie civil. Université A. M. OULHADJ – Bouira, faculté des Sciences et des Sciences Appliquées.
- BAI SARRA, H., CHERNOUH, H. Effet de la sélection des mouvements sismiques sur l'analyse dynamique. Mémoire de master en génie civil. Université Abou Bekr Belkaid, faculté de technologie.

- **Logiciels Utilisés :**

- Structural Software for Building Analysis and Design ETABS 9.7.4.
- Autodesk AutoCAD 2013.
- Microsoft office WORD 2007.
- Microsoft office EXCEL 2007.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- RDM 6.
- SEISMO-SELECT.
- MDSolids